

TATIANA WENDT

APLICAÇÃO DE MODELO COMPUTACIONAL HIDRODINÂMICO A
JUSANTE DE UMA ESTRUTURA HIDRÁULICA

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. José Junji Ota
Co-Orientador: Prof. André Luiz T. Fabiani

CURITIBA

2009

Este trabalho dedico à minha avó,
Maria dos Anjos, que, não tendo oportunidade de estudar, trabalhou arduamente para proporcionar uma boa formação para filhos e netos.

“Todo corpo continua em estado de repouso ou de movimento uniforme em uma linha reta, a menos que ele seja forçado a mudar aquele estado por forças imprimidas sobre ele.”

Sir Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Durante o percurso da pesquisa, muitos me ajudaram, direta ou indiretamente; no entanto, seria difícil nomear todos aqui. Agradeço em especial:

A Universidade Federal do Paraná e ao PPGERHA pela oportunidade concedida de ter estudo gratuito e de qualidade.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro aos trabalhos.

Ao LACTEC/CEHPAR, pelas instalações e infra-estrutura concedidas.

A COPEL pelo fornecimento de dados.

Ao Professor José Junji Ota, por quem tenho grande admiração. Agradeço a oportunidade de ser sua orientada.

Ao Professor André Fabiani, pelo material disponibilizado, pela preciosa ajuda na formatação do Latex e pela revisão cuidadosa do texto.

Ao Professor José Eduardo Gonçalves por participar da banca examinadora com importantes comentários e sugestões.

A Marcio Froelich Friedrich pela ajuda constante, por guiar meus passos no aprendizado do Delft e do Latex, pela inspiração e pelo exemplo profissional e pessoal.

A todos os professores que compartilharam suas experiências nas aulas ministradas neste programa, em especial ao professor Fill, por nos mostrar que inteligência e conhecimento podem caminhar lado a lado com modéstia e humildade.

Ao Prof. Cristovão Fernandes, por seu exemplo de dedicação a este curso.

À Dona Carminha e Luiz Carlos, funcionários do DHS, que gentilmente me atenderam durante todo o curso.

Aos colegas do CEHPAR pela colaboração, às meninas da biblioteca, aos funcionários da oficina e em especial aos amigos Iverson “River” Siebert, no tratamento dos

dados, pela amizade, correções e observações. E a Cesar Yoshisawa pelo auxílio computacional, pelas dicas, observações, maçãs, bolachas, chocolates e tudo mais.

Ao amigo Fabio Kazu Inoue pelos conselhos e paciência.

A Kátia Neira e Pedro Beppler por todo auxílio e encaminhamento no início da minha carreira; e demais colegas da PAB por dividirem comigo suas experiências.

Aos amigos que ganhei com essa etapa da vida, em especial a Clarissa Sékula, pelas horas de liberação de oxitocina, pelas brincadeiras, risadas e companheirismo; e a Marcos Palu, amigo inseparável, sem você nada disso seria possível, minha eterna gratidão.

A minha imensa família (avó, tias e primos) por sempre acreditarem em mim.

Aos amigos do “dia sim”, Monica (por estar sempre presente, mesmo estando fisicamente distante), Patrícia, Tiago, Bruna, Vitor e Azuma por acreditarem no meu potencial e facilitarem minha busca, seja viajando, bebendo ou brincando.

A Talita, amiga de alegrias, de incertezas, de conquistas. Obrigada por esses onze anos de amizade verdadeira.

Ao Peterson, alicerce da minha vida, meu amor; pela dedicação, incentivo, apoio, por trilhar esse caminho comigo e por acreditar em mim, mesmo quando eu mesma já estava descrente.

À minha mãe, Vera Lucia, se alcancei alguma coisa em minha vida, qualquer que seja, foi porque subi em seus ombros. E se eu posso seguir daqui, é porque o meu fôlego foi preservado enquanto o seu se exauria por mim.

A Deus, por me acompanhar durante mais esta caminhada. Por me fazer ver a luz nos momentos de dúvida e por colocar no meu caminho tantas pessoas especiais.

A todos vocês, muitíssimo obrigada!

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	iii
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO	2
1.2 ESTRUTURA DO DOCUMENTO	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 MODELOS	5
2.2 DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL	6
2.3 INTRODUÇÃO AO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS	9
2.4 TURBULÊNCIA	10
2.4.1 Noções Fundamentais	11
2.4.2 Modelos de Fechamento da Turbulência	13
2.4.3 Correção para Correntes Secundárias	15
3 MATERIAIS E MÉTODOS	17
3.1 MODELO COMPUTACIONAL	17
3.1.1 Módulo Hidrodinâmico Delft - FLOW	17
3.1.2 Equações do Movimento dos Fluidos	19
3.1.3 Condição de Contorno	26
3.1.4 Estabilidade Numérica	32
3.1.5 Discretização Numérica	33

3.1.6	Módulo Delft - RGFGRID	37
3.1.7	Módulo Delft - QUICKIN	37
3.2	REGIÃO DE ESTUDO	39
3.2.1	Caracterização Geral da Bacia	39
3.2.2	Climatologia	42
3.2.3	Hidrologia	44
3.2.4	Vento	47
3.3	DADOS UTILIZADOS	48
3.3.1	Informações Batimétricas e Hidrológicas	48
3.3.2	Hipóteses Adotadas	50
3.3.3	Informações Sobre a Estrutura Hidráulica	52
4	IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL	54
4.1	METÓDO DE IMPLEMENTAÇÃO	54
4.2	DEFINIÇÃO DO DOMÍNIO	54
4.3	GERAÇÃO DA MALHA NUMÉRICA	55
4.4	PROPRIEDADES DA GRADE NUMÉRICA	56
4.4.1	Ortogonalidade	57
4.4.2	Resolução	57
4.4.3	Suavidade	58
4.5	INTERPOLAÇÃO BATIMÉTRICA	58
4.6	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	61
4.6.1	Resolução da grade numérica	63
4.6.2	Passo de tempo de integração	65
4.6.3	Condições de Contorno	66
4.6.4	Efeito da rugosidade de fundo	68
4.6.5	Efeito da viscosidade turbulenta	70
4.6.6	Efeito de vento	72
4.6.7	Efeito de aporte de tributários	73
4.7	CALIBRAGEM	74

5	SIMULAÇÕES HIDRODINÂMICAS	79
5.1	VALIDAÇÃO	79
5.2	SIMULAÇÕES HIDRODINÂMICAS	80
5.2.1	Metodologia de implementação dos cenários	80
5.3	RESULTADOS	86
5.4	DIFICULDADES ENCONTRADAS E SOLUÇÕES ADOTADAS	95
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	97
6.1	CONCLUSÕES	97
6.1.1	Quanto ao Processo de Modelagem Computacional	98
6.1.2	Quanto à Validação dos Resultados	99
6.2	RECOMENDAÇÕES	100
	REFERÊNCIAS	102
	APÊNDICE - SÉRIE DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS	106

LISTA DE FIGURAS

2.1	FORMAÇÃO DE TURBULÊNCIA JUNTO A UM CONTORNO SÓLIDO	12
3.1	ESQUEMA DO MENU DELFT3D	17
3.2	EXEMPLO DA GRADE σ	21
3.3	EXEMPLO DE MALHA CURVILÍNEA DO DELFT3D	34
3.4	TRANSFORMAÇÃO DO ESPAÇO FÍSICO EM ESPAÇO COMPUTACIONAL	34
3.5	MALHA ESTRUTURADA DO DELFT3D	35
3.6	DIVISÃO HIDROGRÁFICA DO RIO IGUAÇU	40
3.7	DIVISÃO DE QUEDAS DO RIO IGUAÇU	41
3.8	LOCAL DE INTERESSE	42
3.9	PRECIPITAÇÃO MÉDIA NA REGIÃO	45
3.10	ISOLINHAS DE PRECIPITAÇÃO ANUAL MÉDIA NO PARANÁ	46
3.11	FOTOGRAFIAS REGISTRADAS AO LONGO DO RIO	49
3.12	BATIMETRIA DO RIO IGUAÇU NO TRECHO PRÓXIMO AO EIXO DA BARRAGEM	50
3.13	IDENTIFICAÇÃO DOS LOCAIS IMPORTANTES PRÓXIMOS A REGIÃO DE ESTUDO	51
3.14	PERFIL TÍPICO DO VERTEDOURO	52
3.15	ARRANJO DA BARRAGEM DA UHE BAIXO IGUAÇU	53
4.1	GRADE NUMÉRICA	56
4.2	ORTOGONALIDADE DA GRADE NUMÉRICA	57
4.3	RESOLUÇÃO DA GRADE NUMÉRICA	58
4.4	SUAVIDADE DA GRADE NUMÉRICA NA DIREÇÃO M	59
4.5	SUAVIDADE DA GRADE NUMÉRICA NA DIREÇÃO N	59
4.6	DISTRIBUIÇÃO DE DADOS BATIMÉTRICOS	60
4.7	BATIMETRIA (m)	61
4.8	SEÇÕES DE MONITORAMENTO DE NÍVEL DE ÁGUA E VELOCIDADES AO LONGO DO MODELO	62
4.9	NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - $Q = 941m^3/s$ E $n = 0.02 - 1.0$	64

4.10	COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES PASSOS DE TEMPO - VAZÃO $941m^3/s$ e MANNING $n = 0,025$	66
4.11	COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE AS DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONTORO - VAZÃO $941m^3/s$ e MANNING $n = 0,025$	67
4.12	SÉRIE TEMPORAL DE MEDIÇÕES DE NÍVEL DE ÁGUA EM UM PONTO MONITORADO DA MALHA	68
4.13	SÉRIE TEMPORAL DE MEDIÇÕES DE VELOCIDADE EM UM PONTO MONITORADO DA MALHA	68
4.14	REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING VARIÁVEL	69
4.15	COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DO FUNDO (MANNING) - VAZÃO $2000m^3/s$	70
4.16	COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES COEFICIENTES DE VISCOSIDADE TURBULENTA TESTADOS - VAZÃO $941m^3/s$ e MANNING $n = 0,025$	72
4.17	COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS CAMPOS DE VENTO TESTADOS	73
4.18	COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA PARA A ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO EFEITO DA CONTRIBUIÇÃO DE TRIBUTÁRIOS - VAZÃO $941m^3/s$ e MANNING $n = 0,025$	74
4.19	LOCALIZAÇÃO DAS RÉGUAS INSTALADAS	77
4.20	NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 1) DURANTE A CALIBRAGEM	78
4.21	NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 2) DURANTE A CALIBRAGEM	78
4.22	NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 3) DURANTE A CALIBRAGEM	79
5.1	GRADE NUMÉRICA PARA VALIDAÇÃO	81
5.2	ESQUEMA PARA SIMULAÇÃO DO ARRANJO DA BARRAGEM. . .	82
5.3	CANAL QUE SUBSTITUI O VERTEDOURO	83
5.4	INCLINAÇÃO DA CALHA.	83
5.5	APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA ENERGIA EM CANAIS	85
5.6	CAMPO DE VELOCIDADES - SIMULAÇÃO 1 - $Q = 16.000m^3/s$	87
5.7	CAMPO DE VELOCIDADES - SIMULAÇÃO 1 - APROXIMAÇÃO NA CALHA.	88

5.8	FORMAÇÃO DE VÓRTICES E APROXIMAÇÃO COM TRAÇADORES.	88
5.9	EXPULSÃO DO VÓRTICE	89
5.10	PARTÍCULA DE MONITORAMENTO DE FLUXO	90
5.11	NÚMERO DE FROUDE LOCAL ANTES DA CALHA NA SIMULAÇÃO COM $Q = 27000m^3/s$	92
5.12	NÚMERO DE FROUDE LOCAL DEPOIS DA CALHA NA SIMULAÇÃO COM $Q = 27000m^3/s$	92
5.13	CONFRONTO DA CURVA DE DESCARGA NATURAL E CONJU- GADA	93
5.14	NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO	93
5.15	NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - $Q = 16.000m^3/s$	94
5.16	NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - PARA UHE BAIXO IGUAÇU	95

LISTA DE TABELAS

2.1	COMPARAÇÃO ENTRE ALGUNS MODELOS COMPUTACIONAIS EXISTENTES.	8
3.1	ESTAÇÕES METEOROLÓGICAS DA BACIA DO RIO IGUAÇU	43
3.2	POSTOS FLUVIOMÉTRICOS NA BACIA DO RIO IGUAÇU	44
3.3	TEMPO DE RECORRÊNCIA NA REGIÃO DE INTERESSE.	47
3.4	BACIA DO RIO IGUAÇU RESUMO MENSAL DE VENTO (m/s)	47
4.1	CARACTERÍSTICAS DAS MALHAS ELABORADAS	56
4.2	DADOS DAS DIFERENTES GRADES.	63
4.3	COMPARAÇÃO DOS VOLUMES DAS GRADES	64
4.4	DADOS DOS DIFERENTES PASSOS DE TEMPO DE INTEGRAÇÃO	65
4.5	CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS NAS SIMULAÇÕES	67
4.6	COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DO FUNDO ADOTADOS NAS SIMULAÇÕES	70
4.7	COEFICIENTES DE VISCOSIDADE TURBULENTA ADOTADOS NAS SIMULAÇÕES	71
4.8	PARÂMETROS UTILIZADOS NAS SIMULAÇÕES	76
4.9	RESULTADOS ESTATÍSTICOS ENTRE OS NÍVEIS RESIDUAIS TESTADOS NA CALIBRAGEM	77
5.1	CENÁRIOS SIMULADOS	84
5.2	ALTURAS CONJUGADAS CALCULADAS	90
5.3	CONFRONTO DO NÍVEL DE ÁGUA TEÓRICO E DO MODELO NO FINAL DA CALHA	91
5.4	CONFRONTO DA ENERGIA RESIDUAL TEÓRICA E DO MODELO NO FINAL DA CALHA	91

LISTA DE SÍMBOLOS

\vec{a}	–	vetor aceleração (m^2/s)
C	–	número de Courant
C_{2D}	–	coeficiente de Chézy ($m^{1/2}/s$)
C'_μ	–	constante de Kolmogorov-Prandtl
C_μ	–	constante de calibração
C_d	–	coeficiente de arraste do vento
d	–	profundidade da água abaixo do plano de referência (m)
f	–	coeficiente de Coriolis ($1/s$) = $2\Omega \sin \phi$ (l/s)
F_ξ	–	fluxo do momento turbulento na direção ξ (m/s^2)
F_η	–	fluxo do momento na direção η (m/s^2)
Fr	–	número de Froude
g	–	aceleração da gravidade (m/s^2)
h	–	profundidade do escoamento (m)
H	–	profundidade total da água (m)
i	–	índice / contador genérico
k_s	–	coeficiente de rugosidade longitudinal de Nikuradse (m)
L	–	comprimento de referência (m)
M_ξ	–	vazão na direção ξ (m^2/s)
M_η	–	vazão na direção η (m^2/s)
n	–	coeficiente de rugosidade de Manning ($m^{-1/3}/s$)
p	–	pressão hidrostática ($kg.m/s^2$)
P_{atm}	–	pressão atmosférica ($kg.m/s^2$)
P	–	pressão hidrostática ($kg.m/s^2$)
P_ξ	–	gradiente de pressão hidrostática na direção de ξ ($kg/m^2.s^2$)
P_η	–	gradiente de pressão hidrostática na direção de η ($kg/m^2.s^2$)
q_{in}	–	vazão local de entrada por unidade de volume (l/s)
q_{out}	–	vazão local de saída por unidade de volume (l/s)
Q	–	vazão devida a precipitação ou a evaporação por unidade de área (m/s)
r	–	raio de curvatura (m)
R	–	raio da Terra (m)
t	–	tempo (s)
T_d	–	tempo que leva uma onda de superfície livre para cruzar o domínio
u_*	–	velocidade cortante (m/s)
u_{*s}^2	–	velocidade de cisalhamento na superfície livre (m/s)
u	–	velocidade na direção x (m/s)
U	–	Velocidade na direção ξ (m/s)
V	–	Velocidade na direção η (m/s)
$U_{(x)}$	–	velocidade em função de uma distancia x (m/s)
U_{10}	–	velocidade do vento a 10 metros sobre a superfície livre (m/s)
x	–	uma das três direções do sistema de eixos cartesiano (m)
y	–	uma das três direções do sistema de eixos cartesiano (m)
w	–	velocidade na direção z (m)
z	–	uma das três direção do sistema de eixos cartesiano (m)
Z_0	–	altura equivalente da rugosidade (m)

α	–	coeficiente de reflexão
Δt	–	passo de tempo (s)
Δx	–	tamanho da grade na direção x (m)
Δy	–	tamanho da grade na direção y (m)
$\Delta \sigma$	–	comprimento vertical da malha
ε	–	taxa de dissipação de energia (m^2/s^3)
Θ	–	ângulo entre o vetor esforço do vento e a direção η
κ	–	constante de von Kármán
μ	–	viscosidade molecular dinâmica ($Pa.s$)
μ_t	–	viscosidade turbulenta dinâmica ($Pa.s$)
ν	–	viscosidade turbulenta cinemática ($Pa.ss$)
ν_H	–	viscosidade horizontal (m^2/s)
ν_V	–	viscosidade vertical (m^2/s)
ϕ	–	coordenadas esféricas; latitude e longitude
η	–	eixo do sistema de coordenadas curvilíneas
ξ	–	eixo do sistema de coordenadas curvilíneas
ρ	–	densidade absoluta (kg/m^3)
ρ_0	–	densidade da água (kg/m^3)
ρ_a	–	densidade do ar (kg/m^3)
Ω	–	velocidade angular da rotação da Terra (m/s)
χ	–	coordenadas esféricas; latitude e longitude
$\sqrt{G_{\xi\xi}}$	–	coeficientes para transformar coordenadas curvilíneas em retangulares (m)
$\sqrt{G_{\eta\eta}}$	–	coeficientes para transformar coordenadas curvilíneas em retangulares (m)
σ	–	coordenada na escala vertical ($J/m^2.s.K^4$)
ζ	–	nível de água sobre o plano de referência (m)
τ	–	coordenada de escala vertical ($kg/m.s^2$)
$\tau_{\xi\eta}$	–	tensão tangencial ($kg/m.s^2$)
$\tau_{\eta\eta}$	–	tensão tangencial ($kg/m.s^2$)
$\tau_{\xi\xi}$	–	tensão tangencial ($kg/m.s^2$)
$\tau_{b\xi}$	–	componente da tensão de cisalhamento no leito na direção ξ ($kg/m.s^2$)
$\tau_{b\eta}$	–	componente da tensão de cisalhamento no leito na direção η ($kg/m.s^2$)
$ \overline{U} $	–	magnitude de velocidade média na vertical

RESUMO

Esta dissertação apresenta um estudo sobre escoamento a jusante de uma obra hidráulica através da modelação computacional hidrodinâmica utilizando o modelo Delft 3D. Como caso piloto foi escolhido um trecho do rio Iguaçu, imediatamente a jusante de um hipotético vertedouro de baixa queda. Para simular o escoamento liberado pelo vertedouro, utilizou-se um escoamento equivalente, com a mesma velocidade e a mesma profundidade, em regime uniforme supercrítico vindo de um canal longo. A simulação efetuada conduziu a resultados satisfatórios e indicou que o procedimento adotado é promissor para a análise do escoamento a jusante de vertedouros, principalmente os de baixa queda. A curva de descarga imediatamente a jusante da estrutura foi obtida pela simulação e foi feita uma completa análise do escoamento em termos de linhas de corrente, profundidades e magnitude das velocidades. Foi possível simular também o processo de dissipação de energia através do ressalto hidráulico.

ABSTRACT

This thesis presents a study of flow field immediately downstream of a hydraulic structure by Delft 3D Computational Fluid Dynamic Modeling. As a case study it was chosen a reach of Iguaçu River, just downstream of a hypothetical low ogee spillway. In order to simulate the flow released by the spillway, it was used an equivalent uniform flow through a long channel - with the same velocity and same depth. This simulation led to good results and showed that the methodology is suitable for analysis of flow in downstream area of spillways, especially of low ogee crests. The downstream rating curve just close to the structure was obtained by simulation and this study led to the conclusion that a complete analysis of the flow field in terms of stream lines, depths, and velocities is possible. The simulation of energy dissipation in hydraulic jump was also proved to be possible.

1 INTRODUÇÃO

Os ensaios em modelos reduzidos têm desempenhado papel importante nos projetos de obras hidráulicas. A otimização dessas estruturas podem ser feitas pela simulação do escoamento através do critério de semelhança de Froude associado à reprodução precisa das características do protótipo.

Com a evolução da tecnologia, a modelagem computacional vem sendo uma importante ferramenta para a solução de modelos numéricos, com especial aplicação em ambientes complexos, reduzindo consideravelmente os custos e tempo implicados (ANDRADE & ROSMAN, 2001).

Apesar dos avanços tecnológicos, ainda há muitas dificuldades em simular matematicamente o escoamento a jusante de um barramento, por exemplo, os escoamentos a jusante de vertedouros são facilmente reproduzidos em modelos reduzidos. Pode-se analisar os impactos que essa estrutura causa, por exemplo, na capacidade erosiva do escoamento. Quando há afogamento, as condições de jusante podem afetar a própria capacidade de descarga das estruturas. Não há dúvidas que a modelagem física é extremamente útil nesses casos.

Estão em projeto no Brasil importantes vertedouros de baixa queda; como são os casos de Jirau, Belo Monte, Santo Antônio, São José e Baixo Iguaçu. É de se prever que muitas obras desse tipo podem ser construídas futuramente. Sendo, portanto, desejável que se desenvolva uma metodologia para a simulação matemática do escoamento, uma vez que ela deve ser mais econômica e rápida em relação à modelação física.

Os vertedouros de baixa queda são seguidos normalmente de uma bacia de dissipação com ressalto hidráulico. Mas existem casos como o vertedouro de São José, que não prevê a dissipação com ressalto hidráulica. A dissipação de energia se processa ao longo do escoamento torrencial liberado pelo vertedouro. De casos como esse surge a pergunta se a modelagem matemática permite prever como ocorre o escoamento a jusante

dessas estruturas; se é possível identificar pontos de altas velocidades capazes de causar erosão.

O presente trabalho procura dar subsídio a esses casos, desenvolvendo uma metodologia para poder simular o escoamento a jusante de uma estrutura hidráulica através da modelagem matemática.

Este trabalho está voltado à aplicação do modelo hidrodinâmico a um caso piloto, através das análises de sensibilidade e calibragem do rio, realizada pela metodologia consagrada de TOBÓN (2002). É utilizado para as simulações hidrodinâmicas um modelo de diferenças finitas; onde é simulada uma barragem com a finalidade de verificar as condições de escoamento na região logo a jusante do vertedouro, antes e depois da imposição da estrutura hidráulica.

1.1 OBJETIVO

A complexidade do comportamento hidráulico de escoamentos turbulentos tridimensionais, e sua representação matemática muitas vezes exigem modelos físicos para a caracterização das suas condições hidráulicas. Atualmente, com a crescente capacidade computacional tornam-se possíveis modelagens matemáticas cada vez mais complexas que pode configurar uma alternativa mais econômica, flexível ou de rápida execução (ROSMAN, 1989).

Este estudo nasceu do interesse em verificar a eficiência de uma ferramenta de CFD¹ que pudesse ser aplicada a estudos hidrodinâmicos.

O estudo consiste em obter as características do escoamento no trecho a jusante da barragem, através do modelo computacional hidrodinâmico, a fim de verificar os efeitos de sobrelevação dos níveis de água causada pelo barramento de uma usina a jusante, ou mesmo pontos com risco de erosão.

¹Dinâmica dos fluidos computacional, do original em inglês *Computational Fluid Dynamic*.

O presente trabalho tem como objetivo verificar a capacidade do modelo matemático em simular mudanças no escoamento provocadas por uma estrutura hidráulica.

1.2 ESTRUTURA DO DOCUMENTO

O assunto proposto é desenvolvido em 6 capítulos.

Capítulo 1 - Introdução: onde se abordam as motivações e os objetivos do trabalho.

Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica: aqui é feita uma revisão do estado da arte na modelagem matemática de problemas hidrodinâmicos, método de resolução numérica do modelo, propriedades e características da dinâmica dos fluidos computacional.

Capítulo 3 - Materiais e Métodos: neste capítulo descreve-se o sistema base do modelo a ser utilizado; equações da hidrodinâmica e demais parâmetros característicos do modelo. E é descrita a região de estudo, a localização geográfica, clima, dinâmica hídrica e dados obtidos.

Capítulo 4 - Implementação do Modelo Computacional: neste capítulo são descritas as hipóteses adotadas e a metodologia de implementação do modelo na região de estudo, que dá sequência a análise de sensibilidade e calibragem do modelo mediante o uso das condições de contorno.

Capítulo 5 - Validação do Modelo: neste capítulo é apresentada a aplicação dos coeficientes obtidos na calibragem para as simulações hidrodinâmicas computacionais do arranjo do hipotético barramento, bem como os resultados apresentados pelo modelo.

Capítulo 6 - Conclusões e Recomendações: com base no estudo e nos resultados obtidos se descrevem limitações, considerações e observações referente à modelagem hidrodinâmica do corpo de água e a capacidade do modelo em fornecer resultados confiáveis.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estudo do movimento dos fluidos é uma atividade que vem sendo desenvolvida há muitos séculos. Historicamente, a mecânica dos fluidos preocupou-se em estudar o comportamento destes elementos de forma experimental, muito antes do que de forma matemática. Isso explica o surgimento da hidráulica - que trata o movimento de líquidos em tubos, canais e outros dispositivos - antes da hidrodinâmica - que estabelece relações entre o movimento dos fluidos e as forças que causam esse movimento (FORTUNA, 2000).

Leonard Euler é considerado um dos fundadores da hidrodinâmica, pois foi ele quem primeiro deduziu as equações de movimento dos fluidos, as chamadas equações de Euler. Porém, as descrições matemáticas do comportamento dos fluidos só ganharam força no século *XIX* na forma das *equações de Navier-Stokes*, a partir dos trabalhos pioneiros dos franceses Claude Navier (1822)¹, Simeon Poisson (1829)² e do inglês George Stokes (1845)³. Dependendo da propriedade do fluido e do escoamento, as equações de Navier-Stokes podem ser escritas de muitas formas. Em coordenadas cartesianas bidimensionais, para escoamentos incompressíveis e isotérmicos elas são dados por:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial u^2}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial(uv)}{\partial x} + \frac{\partial v^2}{\partial y} &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \quad (2.1)$$

Onde u e v são as velocidades nas direção x e y , respectivamente. A densidade do fluido é ρ , p sua pressão e ν sua viscosidade cinemática. O surgimento dos computadores, no final da década de 1950, acelerou o desenvolvimento de modelos matemáticos que vieram

¹NAVIER, C.L.M.H. 1822 *Mémoires de l'Académie des Sciences de l'Institut de France*, VI, Paris.

²POISSON, S.D. 1829 *Mémoire sur les Équations Générales de l'Équilibre et du Mouvement des Corps Solides Élastiques et des Fluids*. Journal de l'Ecole Polytechnique, xii, 1.

³STOKES, G.G. 1845 *On the Theory of the Internal Friction of Fluids in Motion and of the Equilibrium and Motion of Elastic Solids*. Trans. Cambridge Phil. Society, 8, 287, Cambridge, Inglaterra.

facilitar o entendimento e conhecimento da hidráulica dos rios, contribuindo, portanto, com a solução de problemas de engenharia.

2.1 MODELOS

Modelo é uma ferramenta que a ciência desenvolveu para melhor entender e representar o comportamento de um sistema, permitindo, assim, prever a resposta desse sistema, a partir de diferentes condições iniciais (TUCCI, 1998).

Um modelo é uma expressão simplificadora da realidade, no qual estão representadas as principais variáveis que definem e controlam os processos físicos reais que acontecem na natureza. Por conseguinte, o modelo não pode imitar todos os fenômenos subjacentes que controlam esses processos. Sua validade depende da eficiência com que os parâmetros selecionados para representar esses fenômenos físicos sejam incorporados ao modelo. Os modelos classificam-se em físicos, analógicos e matemáticos (TUCCI, 1998).

Como todo modelo, a simulação matemática, tem suas vantagens e desvantagens. Ressaltamos como vantagem sua velocidade de resposta e sua versatilidade, permitindo modificar facilmente a sua lógica, obtendo-se resultados de diferentes situações de um ou mais sistemas. A restrição do uso desse modelo passa pela dificuldade na representação matemática de alguns processos físicos e na discretização de processos contínuos. Os modelos de escoamento foram classificados em hidrológicos e hidráulicos, sendo que os modelos hidrológicos desprezam a equação da quantidade de movimento, considerando apenas o efeito do armazenamento no escoamento e os hidráulicos são os que utilizam as equações de Saint Venant (CHOW, 1959), ou conservação da quantidade de movimento.

Atualmente, mais modelos hidrodinâmicos têm sido utilizados, ampliando-se a classificação de CHOW (*op. cit.*), da qual ressaltamos quatro tipos:

- O modelo de **Armazenamento** que simula o escoamento em rios ou canais, utilizando a equação da continuidade concentrada e uma relação entre o armazena-

mento e as vazões de entrada e saída. É muito utilizado em hidrologia devido à formulação simples, exigindo uma pequena quantidade de dados. Esse tipo de modelo pode ser aplicado quando o amortecimento, devido ao armazenamento, é predominante e não existem efeitos de jusante sobre o escoamento, como ocorre na foz de rios estuarinos.

- O modelo de **Onda Cinemática** simula o escoamento com efeitos de montante, não se aplicando quando existe influência de jusante. A simulação do amortecimento da onda decorre do armazenamento, não ocorrendo amortecimento devido a efeitos dinâmicos. As equações utilizadas são as da continuidade distribuída e da quantidade de movimento simplificada.
- O modelo de **Difusão** utiliza as equações da continuidade e da quantidade de movimento, sem os termos de inércia. Considera o termo de pressão na equação da quantidade de movimento, podendo ser usado em rios e canais que sofrem efeitos de jusante. Portanto, sua aplicabilidade é maior que o modelo de onda cinemática.
- Os modelos **Hidrodinâmicos** utilizam as equações da continuidade e da quantidade de movimento completas, apresentando maior precisão e melhor representação física do escoamento, permitindo simular modificações do sistema em estudo. Esse modelo requer soluções numéricas das equações diferenciais que necessitam uma quantidade maior de dados que os modelos já citados.

2.2 DINÂMICA DOS FLUIDOS COMPUTACIONAL

A *dinâmica de fluidos computacional*⁴ é a área da computação científica que estuda métodos computacionais para simulação de fenômenos que envolvem fluidos em movimento com ou sem troca de calor. Basicamente o usuário de CFD está interessado em obter a distribuição de *velocidades, pressões, níveis de água e temperaturas* na região

⁴ *Computational fluid dynamics* (CFD), em inglês.

do escoamento. Com esses dados o engenheiro pode otimizar o projeto, reduzindo os custos operacionais e melhorando o desempenho do item desejado.

O uso de métodos numéricos de forma alguma implica que a mecânica dos fluidos experimental e as análises teóricas estejam sendo postas de lado. É muito comum as três técnicas se complementarem durante um projeto que envolva escoamentos de fluidos e no estudo de modelos teóricos para algum fenômeno particular, tal como a turbulência (SHAW, 1988).

Uma das aplicações do CFD é reduzir o número de experimentos e explorar fenômenos que não poderiam ser estudados em laboratório de forma prática. Utilizando as técnicas de CFD, pode-se avaliar numericamente os diversos parâmetros relevantes ao problema. Mesmo que os resultados fornecidos pela técnica computacional sejam limitados pelos parâmetros utilizados na simulação, como no método experimental, o usuário tem grande facilidade para alterar parâmetros como geometria, temperatura e velocidade, já que estes são dados de entrada para o simulador (FORTUNA, 2000). Nesse sentido, FLETCHER (1992) afirma que as técnicas computacionais estão muito mais próximas das experimentais do que as teóricas. Tanto que, atualmente, é comum encontrarmos a expressão “experimentos numéricos”, em referência às simulações de um fenômeno realizadas com diferentes parâmetros.

Apesar de toda a flexibilidade que a técnica computacional oferece, ela ainda não pode resolver muitos dos problemas reais que envolvem escoamentos de fluidos. Existem situações extremamente difíceis de serem modeladas e transformadas em equações para tratamento numérico (WILCOX, 1998). As próprias *equações de Navier-Stokes*, quando tratadas numericamente, têm comportamentos diferentes daqueles que se espera das equações originais. Essas alterações, se não forem levadas em consideração, podem distorcer a solução do problema.

A dinâmica dos fluidos computacional oferece um conjunto de algoritmos para a solução numérica dos problemas de escoamento. A aplicabilidade depende da situação

tratada, sendo importante tanto o conhecimento dos aspectos físicos do problema quanto aspectos numéricos da metodologia de solução. A CFD atua em diversas áreas como na engenharia aeronáutica (CHAFFIN e BERRY, 1994 ⁵), percolação em barragens (BULGARELLI *et al.*, 1984 ⁶), águas subterrâneas (WANG e ANDERSON, 1982 ⁷), dispersão de poluentes em rios e oceanos, engenharia ambiental, engenharia costeira (ORAN e BORIS, 1987 ⁸), medicina, siderurgia, astrofísica e resfriamento de ambientes (SAKAMOTO e MATSUO, 1980 ⁹).

Entre os programas computacionais que podem ser aplicados ao escoamento de rio estudado nesta dissertação, são apresentados na tabela alguns dos mais conhecidos.

TABELA 2.1 – COMPARAÇÃO ENTRE ALGUNS MODELOS COMPUTACIONAIS EXISTENTES.

Modelo	Origem	Sistema operacional	Técnicas de solução	Modelo de turbulência	Simulação de escoamento supercrítico	Endereço na Internet	Disponibilidade	Preço
RMA2	EUA	MS-DOS / Windows	Elementos finitos	Equação algébrica para μ_t	Não	www.bossintl.com	⁽¹⁾ Gratuito / comercial	US\$ 2.700,00
Mike21	Dinamarca	MS-Windows	Diferenças finitas	Smagorinsky	Sim	www.dhissoftware.com	Comercial	Valor não disponível
Flo2DH	EUA	MS-DOS / WINDOWS	Elementos finitos	Smagorinsky modificado	Sim	www.flwva.dot.gov	Gratuito	-
Delft3D	Holanda	Windows, Linux, Unix	Diferenças finitas	Equação algébrica para μ_t	Sim	www.wldelft.nl	Comercial	⁽²⁾ Euro 45.000,00
Mohid	Portugal	MS-Windows	Volumes finitos	Smagorinsky	Não	www.mohid.com	Gratuito	-
River2D	Canadá	MS-Windows	Elementos finitos	Equação algébrica para μ_t	Sim	www.river2d.ualberta.ca	Gratuito	-
SisBAHIA	Brasil	MS-Windows	Elementos finitos	Filtragem baseada em LES ⁽³⁾	Sim	www.sisbahia.coppe.ufrj.br	Gratuito	-

Observações:

- (1) O programa é disponibilizado nos EUA pelo US Army Corps of Engineers. No Brasil ele pode ser adquirido como modelo integrante do pacote comercial BOSS-SMS.
- (2) Para fins de ensino e pesquisa há 75% de desconto sobre o preço do modelo Delft3D.
- (3) LES (*large eddy simulation*): simulação de grandes vórtices.
- (4) Todos os modelos podem simular escoamento permanente e transiente.

⁵CHAFFIN, M. S., BERRY, J. D. **Navier-Stokes e potential theory solutions for a helicopter fuselage and comparison with experiment.** NASA TM-4566, 1994.

⁶BULGARELLI, U.; CASULLI, V., GREENSPAN, D. **Pressure methods for the numerical solution of free surface fluid flows.** Swansea, Pineridge Pres. 1984.

⁷WANG, H. F., ANDERSON, M.P. **Introduction to groundwater modeling: finite difference and finite element methods.** Academic Press. San Diego, 1982.

⁸ORAN, E., BORIS, J. **Numerical simulation of reactive flow.** Nova York, Elsevier. 1987.

⁹SAKAMOTO, Y., MATSUO, Y. **Numerical prediction of three-dimensional flow in a ventilated room using turbulence models.** Appl. Math. Modelling, 4, 67-72. 1980.

A parte de modelagem computacional deste trabalho foi desenvolvida com o programa Delft3D-versão 3.10.

Neste capítulo serão introduzidas algumas noções básicas da dinâmica dos fluidos computacional, com ênfase dada ao método das diferenças finitas, que é utilizado pelo Delft3D. Os conceitos são apresentados seguindo, em linhas gerais, a seqüência de etapas do esquema numérico do modelo Delft3D.

Originalmente, o Delft3D foi desenvolvido *WL|Delft Hydraulic*, na Holanda e lançado em 1993. O Delft3D é um modelo para o cálculo de escoamentos com superfície livre. Ele assume distribuição hidrostática de pressões, ou seja, as acelerações na direção vertical são negligenciáveis. É um modelo bidimensional em planta, sendo aplicável para problemas de pequena escala (*near field*) onde vórtices, vibrações ou acelerações verticais são de interesse primário. Efeitos de escoamentos estratificados na direção vertical também podem ser simulados.

2.3 INTRODUÇÃO AO MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

Para se estudar um fenômeno computacionalmente, é necessário expressar de forma adequada as equações e a região (domínio) em que elas são válidas. As equações de interesse neste trabalho são as da conservação da massa e da quantidade de movimento, apresentadas no Capítulo 3.1. Como tais equações não possuem soluções analíticas na maior parte dos casos de interesse da engenharia, as soluções são obtidas através de técnicas numéricas. O primeiro passo na solução de uma equação diferencial é convertê-la em uma equação integrável.

A idéia básica dos métodos numéricos é o processo de discretização, que reduz o problema físico, contínuo, com um número infinito de incógnitas, a um problema discreto com um número finito de incógnitas, que pode ser resolvido em computador. No método das diferenças finitas, a região de interesse é representada por uma série de pontos ou

nós, e a relação entre os valores nestes pontos é geralmente obtida através de expansão truncada em séries de Taylor (WROBEL, 1989).

De maneira geral, pode-se afirmar que a teoria básica do método das diferenças finitas consiste na substituição das derivadas parciais da equação da continuidade por meio de fórmulas discretas de diferenças, e na aplicação da equação resultante em um número finito de pontos da região. Isto dá origem a um sistema de equações algébricas cuja solução fornece os valores desejados. A discretização é usualmente feita com o auxílio de uma malha com espaçamento constante, o que pode introduzir aproximações geométricas. Embora malhas irregulares possam ser empregadas, e contornos curvos possam ser mapeados para facilitar a discretização, estes procedimentos envolvem complicações adicionais que ofuscam a simplicidade matemática e computacional do método.

2.4 TURBULÊNCIA

A turbulência é uma das três peças-chave da dinâmica dos fluidos computacional. As outras duas foram criadas com base em teorias matemáticas e são a discretização do domínio com a malha numérica e o desenvolvimento do algoritmo. Segundo DAILY & HARLEMAN (1966), o estado de turbulência é ocasionado a partir da quebra de um fluxo ordenado em torvelinhos (vórtices) que contaminam certa região com flutuações irregulares de quantidade de movimento. A turbulência depende do meio em que se encontra para que se possa auto-sustentar. Uma das fontes de turbulência é encontrada na diferenças de velocidades entre camadas adjacentes de fluidos, causadas, por exemplo, por contornos sólidos irregulares. Há uma certa tendência à formação de ondulações que tendem a ser instáveis e a aumentar a sua amplitude. Como consequência, a superfície ondulada é instável e tende a aumentar a turbulência, criando vórtices que se quebram em outros menores.

2.4.1 Noções Fundamentais

Dentre os escoamentos que usualmente ocorrem no âmbito de interesse da engenharia, praticamente todos são turbulentos. Escoamentos em canais, condutos forçados, lagos, estuários, oceanos e atmosfera costumam pertencer a esta categoria. A turbulência é um fator complicador na análise dos fenômenos de transporte de massa, quantidade de movimento e energia.

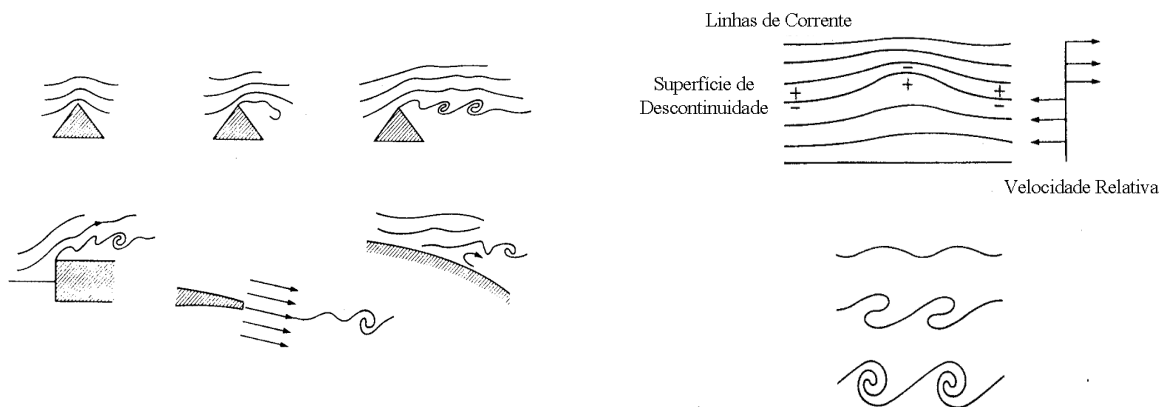
Apesar do caos que caracteriza escoamentos turbulentos, certos padrões básicos têm sido identificados, quer por via teórica ou por via experimental. Estes padrões são bastante úteis para a formulação e compreensão de modelos matemáticos. É comum considerar-se que a turbulência é formada por uma superposição de vórtices (*eddys*)(EIGER, 1989).

O resultado da presença desses vórtices é um escoamento tão complexo em seus detalhes que parece inacessível a um tratamento matemático, mas é preciso considerar que o movimento da mistura resultante é muito importante para o desenvolvimento do escoamento e para o equilíbrio das forças. Os efeitos causados pela turbulência são como se a viscosidade do fluido fosse multiplicada por mil, dez mil ou mais (SCHLICHTING, 1968). Em números de Reynolds elevados existe uma transferência contínua de energia do movimento principal para os vórtices de maior tamanho. Tais vórtices geram outros menores, e estes outros menores ainda, num processo de transferência de energia formando uma cascata contínua de escalas decrescentes, em direção a uma gama de tamanhos onde a energia é dissipada pelas tensões viscosas, atingindo-se um estado de equilíbrio. Embora exista dissipação de energia em todo o processo, a maior parcela é dissipada quando os vórtices atingem as menores escalas. Esse processo é conhecido por *cascata de Kolmogoroff*, recebendo o nome do pesquisador que o descreveu pela primeira vez, em 1941 (SCHLICHTING, 1968; ROSMAN, 1989).

A turbulência não pode sustentar-se sozinha, depende do ambiente em que ocorre para obter energia (FRIEDRICH, 2004). Uma fonte de geração de turbulência (geração de

vórtices) são as diferenças de velocidade que ocorrem entre camadas adjacentes de fluido, causadas, por exemplo, pela irregularidade de um contorno sólido. Existe, nesse caso, uma tendência de formação de ondulações nas linhas de corrente, como indicado na figura 2.1. Se for aplicada a *equação de Bernoulli* sobre os tubos de corrente mostrados na figura 2.1, conclui-se que existe uma região de alta pressão no lado côncavo de cada crista de onda e uma de baixa pressão no lado convexo. Conseqüentemente, a superfície ondulada é instável e tende a amplificar-se, curvando-se na direção do fluxo e desprendendo-se em vórtices separados (DAILY & HARLEMAN, 1966).

FIGURA 2.1 – FORMAÇÃO DE TURBULÊNCIA JUNTO A UM CONTORNO SÓLIDO



FONTE: DAILY; HARLEMAN (1966)

Outras fontes de turbulência existem, tais como as flutuações causadas por variação de temperatura e densidade. O escoamento cisalhante ou de tensão cisalhante¹⁰ é uma fonte comum de energia para as flutuações turbulentas de velocidade. Escoamentos turbulentos são geralmente escoamentos cisalhantes.

Não há, até o presente, soluções gerais analíticas para as equações de movimento dos fluidos devido à natureza matemática complexa das *equações de Navier-Stokes*: são equações diferenciais parciais de segunda ordem não-lineares. As soluções existentes são discretas, calculadas através de métodos numéricos.

¹⁰Do termo inglês *shear flow*.

2.4.2 Modelos de Fechamento da Turbulência

As equações de Reynolds formam um sistema aberto, onde o número de incógnitas é maior do que o número de equações, em virtude da inclusão das tensões turbulentas de Reynolds. O processo de transformar as equações exatas e insolúveis em equações aproximadas e solúveis é chamado modelagem da turbulência (BRADSHAW; CEBECI; WHITELAW, 1981). Portanto, um conjunto infinito de equações médias no tempo seria necessário para reproduzir toda a informação contida nas equações instantâneas de Navier-Stokes. Então, para o cálculo das velocidades médias, o conjunto de equações precisa ser “fechado”, isto é, truncado em um certo nível de detalhamento e as informações perdidas a partir desse nível devem ser introduzidas através de dados experimentais ou fórmulas empíricas. Os esquemas de fechamento da turbulência mais comuns podem ser organizados da seguinte forma (LAUNDER, 1972):

- a) esquemas utilizando o conceito da viscosidade turbulenta (de Boussinesq) ou modelos de 1ª ordem:
 - a.1) modelos algébricos:
 - comprimento de mistura de Prandtl (1925);
 - similaridade de von Kármán (1930);
 - viscosidade em função de escalas de velocidade e comprimento (1954 a 1966);
 - a.2) modelos com uma equação diferencial:
 - transporte da energia cinética turbulenta k de Prandtl (1945);
 - transporte da viscosidade cinemática de torvelinho de Nee e Kovasznay (1969);
 - a.3) modelos com duas equações diferenciais:
 - modelo $k - \varepsilon$;
 - outros;

- b) modelos simulando o transporte das tensões de Reynolds ou modelos de 2ª ordem:
 - b.1) modelos algébricos;
 - b.2) modelos com equações diferenciais;
- c) modelos de simulação de grandes vórtices¹¹ e técnicas de filtragem.

O modelo Delft3D-Flow simula a turbulência utilizando um valor constante para a viscosidade de torvelinho e um valor variável para a difusividade de torvelinho. Para casos 3D a viscosidade vertical de torvelinho e a difusividade de torvelinho são determinadas mediante modelos distintos de fechamento da turbulência. O pacote Delft3D tem implementado quatro modelos de fechamento de turbulência: modelo de coeficiente constante, modelo algébrico, modelo $\kappa - L$ e modelo $\kappa - \varepsilon$.

A viscosidade de torvelinho tem a seguinte forma:

$$v_V = c_{u'} L \sqrt{\kappa} \quad (2.2)$$

onde:

$c_{u'}$ = Constante determinada no processo de calibração, derivada da constante c_u do modelo $\kappa - \varepsilon$;

$$c_{u'} = c_u^{1/4} = 0.5774$$

L = Comprimento de mistura;

κ = Energia cinética turbulenta.

Os quatro modelos diferenciam-se na forma de determinar a energia cinética turbulenta, κ , a taxa de dissipação da energia cinética turbulenta, ε e o comprimento de mistura L .

O modelo de turbulência algébrico (AEM) não envolve equações de transporte para as quantidades turbulentas. É uma combinação de dois esquemas de modelos de

¹¹Em inglês *large eddy simulation* (LES).

ordem zero, chamados de ALG (modelo de cálculo algébrico) e PML (modelo de comprimento de mistura de Prandtl). Os modelos usam formas algébricas para determinar κ e L . A energia cinética turbulenta κ depende das velocidades (tensões tangenciais geradas) ou gradientes de velocidade e para comprimento de mistura L é usada a seguinte função em termos da profundidade:

$$L = \kappa(z + d)\sqrt{1 - \frac{z + d}{H}} \quad (2.3)$$

com κ sendo a constante de Von Kármán, $\kappa = 0.41$.

O modelo $\kappa - L$ é um modelo de turbulência de primeira ordem. O comprimento de mistura L é determinado analiticamente e é usada a mesma formulação, incluindo as funções de amortecimento do modelo de turbulência AEM. Entretanto, para obter a energia cinética κ é resolvida a equação do transporte. No modelo $\kappa - L$ são levadas em consideração duas hipóteses: os termos de produção, flutuação e de dissipação são os termos dominantes, e as escalas de comprimento horizontais são muito maiores que as escalas de comprimento verticais (águas rasas). O modelo $\kappa - \varepsilon$ é um modelo de turbulência de segunda ordem. Utilizado para calcular tanto a energia cinética κ como a taxa de dissipação de energia cinética turbulenta, ε , da equação de transporte. O comprimento de mistura L e a viscosidade ν são determinados utilizando κ e ε . Neste caso o comprimento de mistura é uma propriedade do fluxo e devido a isto não são usadas funções de amortecimento para o caso de fluxo verticalmente estratificado (RODI, 1984).

2.4.3 Correção para Correntes Secundárias

Um modelo 2DH, como apresentado até este ponto, não é capaz de simular corretamente o escoamento em canais com curvatura significativa. Isso se deve à sua incapacidade de considerar os efeitos do escoamento secundário helicoidal, que é um fenômeno tridimensional que desaparece quando é feita a média na vertical. Quando as linhas de corrente, vistas em planta, são curvas e a distribuição de velocidades na vertical não é uni-

forme (uma distribuição logarítmica, por exemplo), forças centrífugas variáveis ao longo da profundidade atuam sobre o escoamento. A aceleração centrífuga em uma partícula de fluido é dada por u_t^2/r , onde u_t é a velocidade na direção tangente à linha de corrente e r o raio de curvatura da mesma linha. Como u_t é, em geral, maior na superfície livre do que próximo ao fundo, a força centrífuga na superfície é também maior, criando o escoamento helicoidal usualmente referido por corrente secundária.

Essas correntes causam uma gradual migração das maiores velocidades para o lado externo das curvas. Se nenhuma correção for adicionada, modelos 2DH irão prever maiores velocidades junto à margem interna das curvas, ao invés de reproduzir sua migração para o lado externo.

O modelo Delft3D permite a introdução dos efeitos das correntes secundárias através de uma equação que governa a produção, o transporte e a dissipação da vorticidade no plano normal ao escoamento principal.

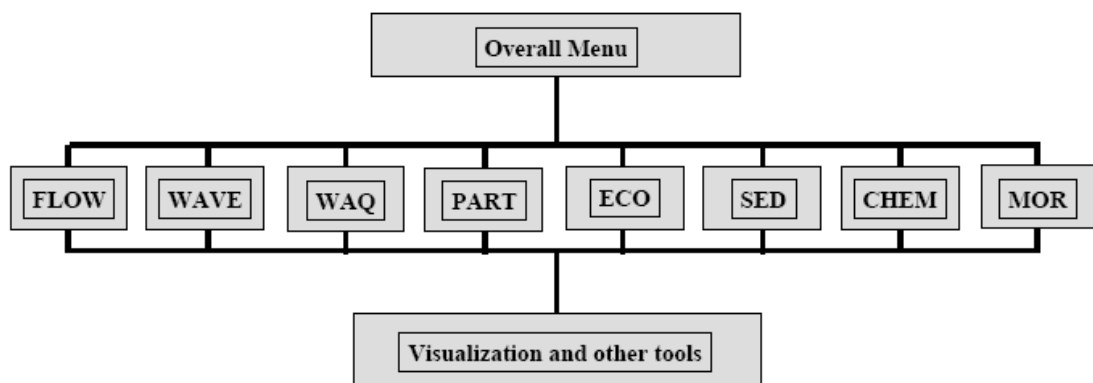
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 MODELO COMPUTACIONAL

O Sistema de Modelagem Delft3D é um software de domínio privado e foi desenvolvido pelo *WL|Delft Hydraulics* com sede na Holanda.

Este sistema de modelagem é capaz de simular escoamentos levando em conta: ondas, marés, ventos e densidades. O sistema é composto pelos módulos hidrodinâmico (FLOW), onda (WAVE), transporte de sedimento (SED), morfologia (MOR), qualidade da água (WAQ), acompanhamento de partícula (Lagrangeano) (PART) e eutrofização (Eco), esses módulos possuem ferramentas de pré-processamento (RGFGRID - gerador de grade e QUICKIN - gerador de batimetria), processamento (Delft3D propriamente dito) e pós-processamento (GPP e QUICKPLOT), o que facilita o trabalho de implementação do modelo na região de interesse (TOBÓN, 2001).

FIGURA 3.1 – ESQUEMA DO MENU DELFT3D



FONTE: WL DELFT (2002)

3.1.1 Módulo Hidrodinâmico Delft - FLOW

O módulo hidrodinâmico do Delft3D é capaz de simular fluxos não estacionários em duas ou três dimensões (2DH ou 3D), fenômenos de transporte resultantes de maré, descarga de água e efeitos meteorológicos, incluindo o efeito de diferenças de densidade

devido a gradientes horizontais dos campos de temperatura e salinidade. Este módulo pode ser aplicado em mares, regiões costeira, estuários, reservatórios e rios.

Ao utilizar o modelo Delft3D-FLOW deve-se ter em mente as seguintes hipóteses de aproximações:

- Hipótese de águas rasas: a equação do momento na vertical reduz-se à relação da pressão hidrostática, supondo que a aceleração vertical é pequena comparada a aceleração gravitacional e não é levada em conta.
- Fluxo incompressível: assume-se que um escoamento é incompressível se a densidade do fluido não muda com a pressão, a qual é usual em líquidos. Consiste em considerar a variação da densidade no tempo muito menor que a unidade, a qual se dá para número de Mach menores que 0,3 (KUNDU, 1990).
- Não considera o efeito da flotabilidade do fluxo na vertical. No Delft3D-Flow consideram-se as diferenças de densidade vertical no gradiente de pressão horizontal e nos coeficientes de troca vertical.
- Hipótese de Boussinesq: consiste em considerar a aceleração do fluxo menor que a da gravidade e, portanto as variações da densidade só são importantes quando afetam os termos gravitacionais e não os termos de inércia.
- Supõe-se ponto fixo. Não há trocas dinâmicas entre a batimetria e o fluxo.
- No sistema de coordenadas cartesianas não considera-se a curvatura da Terra e toma o efeito do Coriolis uniforme.
- Em coordenadas esféricas o parâmetro de Coriolis depende da latitude.
- Em simulações de fluxo de grande escala os esforços cortantes tangenciais ao longo do contorno fechado podem ser desprezados (parede lisa), para tanto os coeficientes de viscosidade horizontal são reduzidos a operadores bi-harmônicos ao longo da linha

das coordenadas. Em simulações de fluxo de pequena escala a lateral das paredes é calculada segundo a lei logarítmica de velocidades nas paredes.

- No cálculo da velocidade supõe-se que um ponto está seco quando a profundidade da água está abaixo de um valor limite e molhado quando a profundidade da água é maior que duas vezes o valor dito limite. A equação da conservação da massa supõe que cada célula está seca quando os quatro pontos que ela contém estão secos ou quando a profundidade da água está abaixo de zero (volume negativo).
- A aceleração da gravidade é considerada uniforme, exceto para os modelos que são definidos em coordenadas esféricas.
- As equações de rugosidade devido ao efeito de ondas e corrente é sensível somente em modelo 2D horizontal.
- Para simulações 3D, o efeito da turbulência na equação do momento e massa, na vertical calcula-se através dos coeficientes de viscosidade de torvelinho vertical e coeficiente de viscosidade por meio de um modelo de turbulência algébrico, $\kappa - L$ ou $\kappa - \epsilon$.

3.1.2 Equações do Movimento dos Fluidos

O módulo FLOW resolve as equações de Navier-Stokes para um fluido incompressível levando em conta aproximações para águas rasas de Boussinesq (escalas horizontais do comprimento e de tempo são significativamente maiores do que a escala vertical). Na componente vertical da equação a aceleração é desprezável quando comparada à aceleração gravitacional, sendo a equação do momento reduzida à relação hidrostática para o campo de pressão. Em modelos tri-dimensionais, as velocidades verticais resultam da equação da continuidade. O conjunto de equações diferenciais parciais, com condições iniciais e de contorno apropriadas, são discretizadas utilizando o esquema de diferenças finitas.

Na horizontal estas equações são formuladas em coordenadas cartesianas retangulares (x, y) , ortogonais curvilíneas (ξ, η) , ou em coordenadas esféricas (χ, ϕ) . As coordenadas esféricas são um caso particular de coordenadas curvilíneas com:

$$\xi = \chi$$

$$\eta = \phi$$

$$\sqrt{G_{\xi\xi}} = \cos\phi$$

$$\sqrt{G_{\eta\eta}} = R$$

Onde:

R = Raio da Terra;

ξ, η = Coordenadas curvilíneas horizontais;

χ, ϕ = Coordenadas esféricas; longitude e latitude;

$\sqrt{G_{\xi\xi}}, \sqrt{G_{\eta\eta}}$ = Coeficientes usados para transformar coordenadas curvilíneas em retangulares (m).

No sistema de coordenadas sigma a profundidade local é dada por $H = d + \zeta$, com d e ζ indicando a profundidade da superfície livre de repouso e a altura do nível de água com relação a essa superfície, respectivamente. As flutuações periódicas da espessura da coluna de água fazem com que as medidas sejam feitas em diferentes níveis abaixo da superfície livre no decorrer do tempo, causando distorções nas profundidades de amostragem. Estas distorções podem ser corrigidas convertendo a profundidade de amostragem a uma profundidade adimensional σ , representada pela Figura 3.2, e definida como (PHILLIPS, 1957):

$$\sigma = \frac{z - \zeta}{\zeta + d} = \frac{z - \zeta}{H} \quad (3.1)$$

onde:

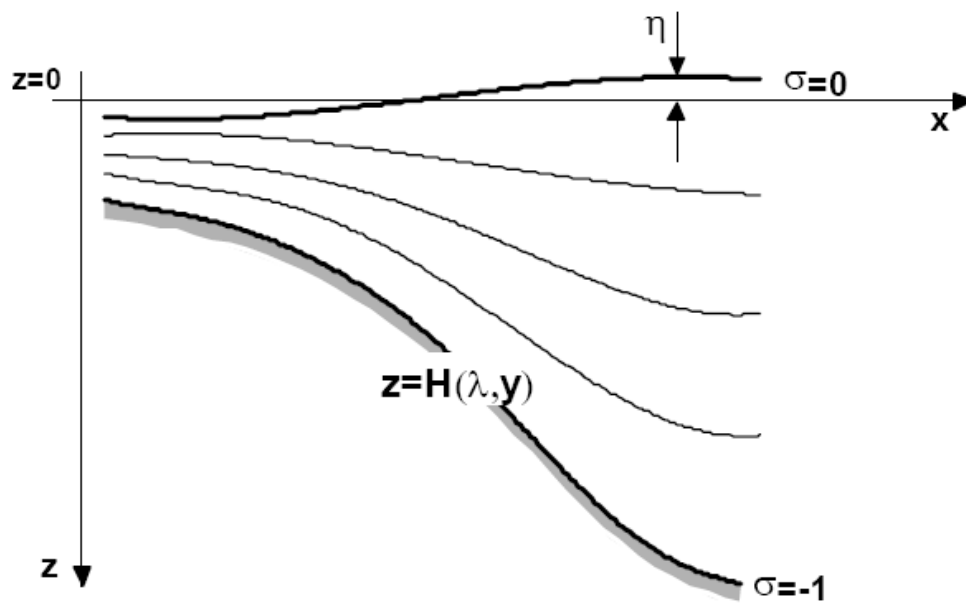
ζ = Nível de água sobre o plano de referência;

d = Profundidade da água a abaixo do plano de referência;

H = Profundidade total da água.

Com a introdução da profundidade adimensional, no fundo $\sigma = -1$ e na superfície livre $\sigma = 0$. O sistema de coordenadas σ é um sistema que ajusta ambas as fronteiras, tanto ao fundo quanto na superfície livre. As derivadas parciais no sistema original de coordenadas cartesianas são expressas em coordenadas σ por meio da regra da cadeia, introduzindo alguns termos adicionais (STELING; VAN-KESTER, 1994). O domínio do fluxo de um modelo 3D para águas rasas é definido por diferentes níveis ou camadas. Em um sistema de coordenadas σ , os níveis ou camadas são selecionados segundo planos de σ constante de tal forma que o número de camadas seja constante sobre a área computacional horizontal. O movimento do fluido é governado pelas leis de conservação da massa e da continuidade.

FIGURA 3.2 – EXEMPLO DA GRADE σ



FONTE: WL DELFT (2002)

3.1.2.1 Equação da Continuidade

Aplicando a conservação da massa a um escoamento passando em um volume de controle infinitesimal, obtém-se a equação da continuidade. O princípio físico relata que a quantidade de massa é constante, ou seja, a variação temporal da quantidade de massa

no elemento é igual à resultante do fluxo de massa saindo através das fronteiras do mesmo (INOUE, 2005). A profundidade média na equação da continuidade, em um sistema de coordenadas curvilíneas, é dada por:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta) + U\sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta) + V\sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial \eta} = Q \quad (3.2)$$

Onde:

t = Tempo (s);

U = Velocidade na direção ξ (m/s);

V = Velocidade na direção η (m/s);

$\sqrt{G_{\xi\xi}}, \sqrt{G_{\eta\eta}}$ = Coeficientes usados para transformar coordenadas curvilíneas em coordenadas retangulares (m);

Q = Vazão devida a precipitação ou a evaporação por unidade de área (m/s).

3.1.2.2 Equação do Momento

A equação do momento se obtém ao aplicar a segunda Lei de Newton a um volume infinitesimal. As equações do momento nas direções ξ e η , são dadas por:

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{w}{d + \zeta} \frac{\partial u}{\partial \sigma} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} - f_v = \\ - \frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\xi\xi}}} P_\xi + F_\xi + \frac{1}{(d + \zeta)} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(v_v \frac{\partial u}{\partial \sigma} \right) + M_\xi \end{aligned} \quad (3.3)$$

e

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{w}{d+\zeta} \frac{\partial v}{\partial \sigma} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} - fu = \\ - \frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\eta\eta}}} P_\eta + F_\eta + \frac{1}{(d+\zeta)} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left(v_v \frac{\partial v}{\partial \sigma} \right) + M_\eta \end{aligned} \quad (3.4)$$

Onde:

u = Velocidade na direção ξ (m/s);

v = Velocidade na direção η (m/s);

w = Velocidade na direção z do marco cartesiano de referência (m/s);

ρ_0 = Densidade da água (kg/m³);

P_ξ = Gradiente de pressão hidrostática na direção de ξ (kg/m²/s²);

P_η = Gradiente de pressão hidrostática na direção de η (kg/m²/s²);

F_ξ = Fluxo do momento turbulento na direção ξ (m/s²);

F_η = Fluxo do momento na direção η (m/s²);

M_ξ = Vazão na direção ξ (m²/s);

M_η = Vazão na direção η (m²/s);

f = Coeficiente de Coriolis (1/s) = $2\Omega \sin \phi$;

Ω = Velocidade angular da rotação da Terra (1/s).

A velocidade vertical w do sistema de coordenadas σ calcula-se da equação da conservação da massa, como:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d+\zeta) u \sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d+\zeta) v \sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial \eta} + \frac{\partial w}{\partial \sigma} = H (q_{in} - q_{out}) \quad (3.5)$$

Com q_{in} e q_{out} , respectivamente, as vazões locais por unidade de volume (s⁻¹).

A hipótese de águas rasas, a equação da continuidade vertical reduz-se a distribuição hidrostática de pressões. Desconsidera-se a aceleração vertical devido ao efeito de empuxo devido a variações súbitas na batimetria. As variações de densidade são desprezadas, ex-

ceto o termo da pressão hidrostática (hipótese de Boussinesq). Na direção vertical têm-se então:

$$\frac{\partial P}{\partial \sigma} = -g\rho H \quad (3.6)$$

E ao integrar;

$$P = P_{atm} + gH \int_{\sigma}^0 \rho(\xi, \eta, \sigma', t) d\sigma' \quad (3.7)$$

Para água com densidade constante, o gradiente de pressão na equação da continuidade pode-se escrever como:

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}}P_{\xi} = \frac{g}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} \quad (3.8)$$

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}}P_{\eta} = \frac{g}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} \quad (3.9)$$

Para o caso de densidade variável, usa-se a regra de Leibniz e obtêm-se as seguintes expressões para os gradientes de pressão:

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}}P_{\xi} = \frac{g}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \zeta}{\partial \xi} + g \frac{d+\zeta}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}} \int_{\sigma}^0 \left(\frac{\partial \rho}{\partial \xi} + \frac{\partial \sigma}{\partial \xi} \frac{\partial \rho}{\partial \sigma} \right) d\sigma' \quad (3.10)$$

$$\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}}P_{\eta} = \frac{g}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \zeta}{\partial \eta} + g \frac{d+\zeta}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}} \int_{\sigma}^0 \left(\frac{\partial \rho}{\partial \eta} + \frac{\partial \sigma}{\partial \eta} \frac{\partial \rho}{\partial \sigma} \right) d\sigma' \quad (3.11)$$

Agora, as forças F_{ξ} e F_{η} nas equações da continuidade (3.3 e 3.4) representam o balanço devido as forças de Reynolds. Os gradientes são medidos ao longo do plano $-\sigma$. Supondo-se que a escala longitudinal é muito maior que a profundidade da água (teoria das águas rasas), os termos são:

$$F_{\xi} = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \tau_{\xi\xi}}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \tau_{\xi\eta}}{\partial \eta} \quad (3.12)$$

$$F_{\eta} = \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial \tau_{\xi\eta}}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \tau_{\eta\eta}}{\partial \eta} \quad (3.13)$$

Onde: $\tau_{\xi\eta}$, $\tau_{\eta\eta}$, $\tau_{\xi\xi}$ são as componentes dos esforços de Reynolds.

Para condições de pequena escala, ou seja, quando o esforço cortante ao longo do contorno fechado deve ser considerada, os esforços cortantes $\tau_{\xi\eta}$, $\tau_{\eta\eta}$, $\tau_{\xi\xi}$ são determinados da seguinte forma:

$$\tau_{\xi\xi} = \frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \left(\frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial \xi} \right) \quad (3.14)$$

$$\tau_{\xi\eta} = \tau_{\eta\xi} = \nu_H \left(\frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left(\frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{\partial u}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial \eta} \right) + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \left(\frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{\partial u}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial v} \right) \right) \quad (3.15)$$

$$\tau_{\eta\eta} = \frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left(\frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{\partial v}{\partial \sigma} \frac{\partial \sigma}{\partial \eta} \right) \quad (3.16)$$

Para condições de grande escala para malhas grossas, ou seja, quando os esforços cortantes ao longo do contorno fechado pode ser desprezado, pode-se simplificar as forças F_ξ e F_η . No programa Delft3D-Flow os termos de viscosidade são inseridos como:

$$F_\xi = \nu_H \left(\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial^2 u}{\partial \xi^2} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial^2 u}{\partial \eta^2} \right) \quad (3.17)$$

$$F_\eta = \nu_H \left(\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial^2 v}{\partial \xi^2} + \frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial^2 v}{\partial \eta^2} \right) \quad (3.18)$$

Dependendo do caso específico que se deseja estudar, pode-se escolher entre as expressões 3.12 a 3.18. Nas equações 3.12 a 3.18 deve-se definir os valores da viscosidade horizontal (ν_H) e da viscosidade vertical (ν_V). No programa Delft3D-Flow supõe-se que a viscosidade horizontal é uma superposição de duas partes: uma parte devido a turbulência 2D e outra devida a turbulência 3D (ver UITTENBOGAARD *et al.*, 1992), isto é:

$$\nu_H = \nu^{2D} + \nu_V \quad (3.19)$$

O valor de ν_V é referente a turbulência tridimensional e calcula-se por um modelo de turbulência (a seguir serão apresentados os modelos de turbulência disponíveis no

Delft3D-Flow). A parte 2D deste coeficiente, que não se resolve pela malha horizontal, deve ser especificado como parâmetro de entrada.

3.1.3 Condição de Contorno

Um conjunto de condições iniciais e de contorno para níveis de água e velocidades horizontais deve ser especificado para obter uma boa formulação matemática do problema com uma única solução. Os contornos do domínio do modelo consistem em linhas ao longo da interface terra/água que são chamados contornos fechados e partes através do campo de fluxo que são chamados contornos abertos. As velocidades normais próximas aos contornos fechados são estabelecidas em zero. Em um modelo numérico os contornos abertos são introduzidos para restringir a área e o esforço computacional.

A solução para a equação de águas rasas pode ser dividida em solução de estado permanente e solução transiente, ou estado inicial do modelo. A solução de estado permanente depende das condições de contorno e dos termos forçantes, enquanto que a solução transiente (aquecimento do modelo) segue para o desvio entre a condição inicial e a solução de estado permanente no início da simulação, a reflexão nos contornos abertos e a quantidade de dissipação.

Assume-se inicialmente que o modelo está em repouso (“cold start”), mas também é possível que o modelo seja iniciado usando os resultados de uma simulação anterior (“hot-start”). O início da simulação irá gerar ondas curtas e progressivas com um comprimento de onda proporcional ao comprimento da área do modelo.

A solução de estado permanente é completamente dependente das condições de contorno. Isto é alcançado após a solução transiente desaparecer. O Delft3D-Flow assume que o fluxo nos contornos abertos é subcrítico, onde a média da magnitude do fluxo é menor que a velocidade de propagação da onda — isto é, o fluxo sub-crítico ocorre quando o número de Froude é menor que um. Para fluxo subcrítico são definidas duas situações: de entrada e saída. A primeira condição de contorno é uma forçante externa definida pelo

nível de água, velocidade normal, vazão ou a constante de Riemann. A segunda condição é construída dentro da condição de contorno. Na entrada a componente da velocidade ao longo do contorno aberto é estabelecida em zero. Para obter um fluxo representativo próximo ao contorno aberto, é sugerido definir os contornos do modelo em locais onde as linhas de grade do contorno sejam perpendiculares ao fluxo.

Na direção vertical as equações do movimento são parabólicas. O perfil vertical de velocidades é determinado pela viscosidade vertical turbulenta e as condições de contorno no leito (tensão do leito) e na superfície livre (tensão do vento). O passo de tempo do perfil vertical depende da viscosidade vertical turbulenta. Quando os elementos da grade próximos ao contorno são maiores que a espessura das camadas do contorno que ocorrem no fluxo, as tensões de cisalhamento ao longo dos contornos laterais podem ser desprezadas (GARCÍA, 2007).

3.1.3.1 Condições de Contorno Cinemáticas

No sistema de coordenada σ , a superfície livre ($\sigma = 0$, ou $z = z$) e o fundo ($\sigma = -1$, ou $z = -d$) são coordenadas σ de superfícies. ω é a velocidade vertical relativa ao plano σ . A impermeabilidade da superfície e do fundo é obtida dentro das relações descritas nas seguintes condições cinemáticas:

$$\omega(-1) = 0 \quad \omega(0) = 0 \quad (3.20)$$

3.1.3.2 Condições de Contorno do Leito

As condições de contorno para as equações do momento são:

$$\left. \frac{\nu_V}{H} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \right|_{\sigma=-1} = \frac{\tau_{b\xi}}{\rho_0} \quad (3.21)$$

$$\frac{\nu_V}{H} \frac{\partial v}{\partial \sigma} \Big|_{\sigma=-1} = \frac{\tau_{b\eta}}{\rho_0} \quad (3.22)$$

com $\tau_{b\xi}$, $\tau_{b\eta}$ as componentes da tensão de cisalhamento no leito nas direções ξ e η , respectivamente.

Para fluxos integrados na vertical (2D) a tensão de cisalhamento no leito induzida por um fluxo turbulento obedece uma lei quadrática de fricção:

$$\tau_b = \rho \frac{g}{C_{2D}^2} |\bar{U}|^2 \quad (3.23)$$

onde:

$|\bar{U}|^2$ á magnitude de velocidade média na vertical. O coeficiente de Chézy na 2D, C_{2D} , é determinado pelas seguintes expressões: Para modelos 3D uma formulação quadrática de tensão de leito similar a esta descrita é utilizada.

- Fórmula de Chézy: $C_{2D} = \text{coeficiente de Chézy } (m^{1/2}/s)$;
- Fórmula de Manning: $C_{2D} = \frac{\sqrt[6]{H}}{n}$, onde H é a profundidade total do fluxo (m) e n é o coeficiente de Mannig ($m^{1/2}/s$);
- Fórmula de Colebrook White: $C_{2D} = 18 \log(\frac{12H}{k_s})$, onde H é a profundidade total do fluxo (m) e k_s é coeficiente de rugosidade longitudinal de Nikuradse (m).

3.1.3.3 Condições de Contorno na Superfície

Na superfície livre as condições de contorno para as equações de momento são:

$$\frac{\nu_V}{H} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \Big|_{\sigma=0} = \frac{|\bar{\tau}_s|}{\rho} \cos \Theta \quad (3.24)$$

$$\frac{\nu_V}{H} \frac{\partial u}{\partial \sigma} \Big|_{\sigma=0} = \frac{|\bar{\tau}_s|}{\rho} \sin \Theta \quad (3.25)$$

onde, Θ é o ângulo entre o vetor esforço do vento e a direção η da malha. A magnitude do esforço cortante devido ao vento é definida por:

$$|\overline{\tau}_s| = \rho u_{*s}^2 \quad (3.26)$$

Como ρ é a densidade do fluido e ρu_{*s}^2 a velocidade de cisalhamento na superfície livre. A magnitude do esforço é determinada pela seguinte expressão:

$$|\overline{\tau}_s| = \rho_a C_d \frac{U_{10}^2}{2} \quad (3.27)$$

onde:

ρ_a = Densidade do ar;

C_d = Coeficiente de arraste do vento;

U_{10} = Velocidade do vento a 10 metros sobre a superfície livre (depende do tempo e do espaço).

3.1.3.4 Condições de Contorno em Fronteiras Abertas

Em uma fronteira aberta, o nível de água, a componente normal da velocidade ou a combinação das duas são apropriadas imposições matemáticas para o problema de valor inicial de contorno. Para um contorno de entrada a componente da velocidade tangencial pode ser especificada. Assume-se que o fluxo é normal ao contorno aberto. Os dados necessários para as condições de contorno podem ser obtidos por medições. Se as ondas de entrada no contorno aberto não forem exatamente pré-estabelecidas, as ondas de saída irão refletir no contorno e propagar como uma perturbação dentro da área. No modelo Delft3D existem quatro tipos básicos de condições de contorno, que podem ser aplicados nas diferentes situações. São estes:

- Nível de água: $\zeta = F_\zeta(t)$;

- Velocidade na direção ζ : $U = F_U(t)$;
- Vazão: $Q = F_Q(t)$;
- Riemann: $U \pm \zeta \sqrt{\frac{g}{d}} = F_r(t)$.

A escolha do tipo de condição de contorno aberta depende do fenômeno que se deseja estudar. Em geral, as condições de contorno são especificadas em um número limitado de pontos do contorno. A interpolação linear é usada para gerar as condições de contorno nos pontos intermediários.

A condição de contorno aberta normalmente limita a área do modelo computacional. Na natureza as ondas cruzam estas fronteiras sem empecilhos nem reflexão. Nos modelos numéricos esta condição de reflexão pode ser reduzida usando as invariantes de Riemann, que tem a seguinte forma:

$$F(t) = U \pm 2\sqrt{gH} \quad (3.28)$$

Sendo U a componente normal da velocidade. Nesta forma o sinal depende da direção de propagação da onda. Para isso o contorno de entrada deve se especificado, restringindo assim o sinal positivo. Então a linearização da invariante de Riemann é dada por:

$$U \pm 2\sqrt{gH} = U + 2\sqrt{g(d + \zeta)} = U + 2\sqrt{gd} + \zeta \sqrt{\frac{g}{d}} \quad (3.29)$$

O coeficiente de reflexão α escolhido deve ser grande suficiente para amortecer as ondas curtas que se formam no início da simulação. Recomenda-se os seguintes valores: Nível de água como condição de contorno:

Tal que $\frac{|\zeta|}{d} \ll 1$, o termo $2\sqrt{gd}$ é calculada pela já conhecida profundidade de campo (medida) e adicionada na parte computacional. Assume-se que o plano de referência é escolhido tal que o nível médio de água seja zero.

A condição de contorno baseada na invariante de Riemann não é reflexiva no modelo unidimensional. Mas no bidimensional esta condição é não reflexiva somente para ondas que cruzam na normal a fronteira e se a força de Coriolis e a rugosidade de fundo forem negligenciadas. Ainda assim, na prática a redução da reflexão é feita também para ondas com incidência oblíqua. Normalmente não temos informação do nível de água e velocidade nos dois lados, então não podemos saber o comportamento da invariante de Riemann na entrada e outro tipo de contorno deve ser escolhido. O nível de água ou a velocidade são condições que podem diminuir a refletividade em ondas curtas origárias da condição inicial ou a frequência pela adição da derivação no tempo da invariante de Riemann.

STELLING(1984) adicionou a derivativa de tempo a invariante de Riemann para o contorno de nível de água e velocidade para fazer as fronteiras menos reflexivas:

Nível de água no contorno:

$$\zeta + \alpha \frac{\partial \{U \pm 2\sqrt{gH}\}}{\partial t} = F_{\zeta}(t) \quad (3.30)$$

Velocidade no contorno:

$$U + \alpha \frac{\partial \{U \pm 2\sqrt{gH}\}}{\partial t} = F_U(t) \quad (3.31)$$

O coeficiente de reflexão α escolhido deve ser grande suficiente para amortecer as ondas curtas que se formam no inicio da simulação. Recomenda-se os seguintes valores: Nível de água como condição de contorno:

$$\alpha = T_d \sqrt{\frac{H}{g}} \quad (3.32)$$

Velocidade como condição de contorno:

$$\alpha = T_d \quad (3.33)$$

Sendo T_d o tempo que leva uma onda de superfície livre para cruzar o domínio. Em modelos oceanográficos o período T_d é da mesma ordem que o período da maré. Neste caso α deve ser zero, por outro lado a amplitude de uma das componentes na condição de contorno é reduzida.

Esses valores podem ser derivados das análises de Fourier para equação linear de ondas longas sem advecção pela substituição da onda pelo período T_d .

3.1.4 Estabilidade Numérica

Em modelos numéricos como o Delft3D o número de Courant é um indicativo da estabilidade numérica e da precisão. As diretrizes para estimativa do número de Courant são baseadas na experiência. Para regiões com grades diferentes na geometria de fundo ou no litoral, o número de Courant não deve exceder 10. O número de Courant para problemas 2D (modo barotrópico) é definido como (LUIJENDIJK, 2001):

$$C = 2\Delta t \sqrt{gh\left(\frac{1}{\Delta x^2} + \frac{1}{\Delta y^2}\right)} \leq 4\sqrt{2} \quad (3.34)$$

onde:

C = Número de Courant;

Δt = Passo de tempo (s);

g = Aceleração da gravidade (m/s^2);

h = Profundidade da água (m);

Δx = Tamanho do grade na direção x (m);

Δy = Tamanho do grade na direção y (m).

O número de Courant apresenta a relação a velocidade de propagação e o passo de tempo.

A magnitude do passo de tempo determina o tempo computacional total. Para reduzir o tempo computacional, é necessário escolher o maior passo de tempo possível, sem perder a precisão e a estabilidade. Os seguintes parâmetros são importantes para o passo de tempo:

- Estabilidade;
- Tolerância;
- Tamanho da menor célula da grade;
- Profundidade;
- Tempo de cálculo disponível.

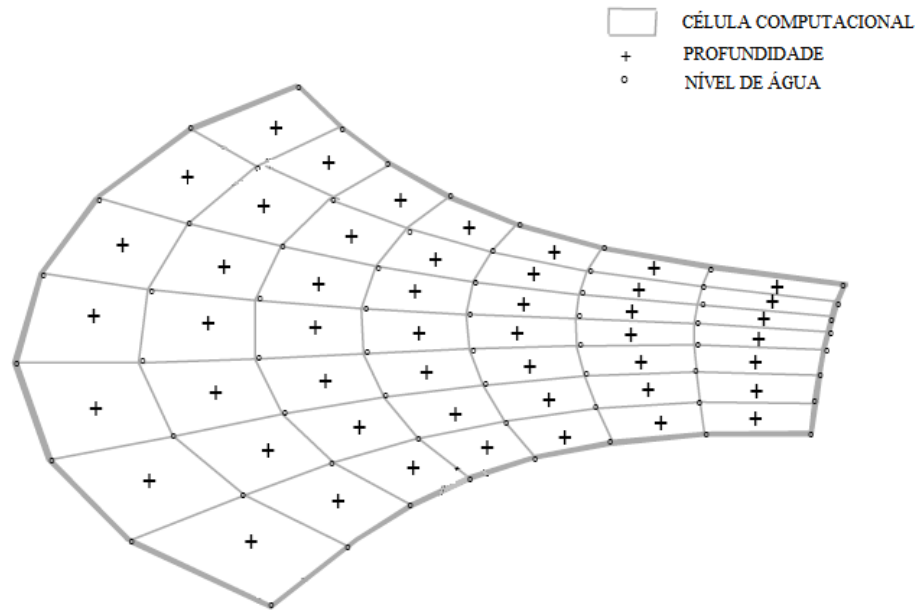
3.1.5 Discretização Numérica

Nas seções anteriores apresentou-se a formulação matemática do modelo hidrodinâmico em águas rasas Delft3D-Flow. Para resolver estas equações diferenciais parciais, as equações devem ser transformadas em um espaço discreto. Nesta seção será apresentada a discretização espacial, a integração no tempo e o procedimento para a solução numérica aplicada no Delft3D.

O Delft3D é um modelo baseado em diferenças finitas. Para discretização das equações hidrodinâmicas no espaço, o modelo utiliza uma malha retangular, curvilínea ou esférica, que supõe-se ortogonal e bem estruturada, ver figura 3.3.

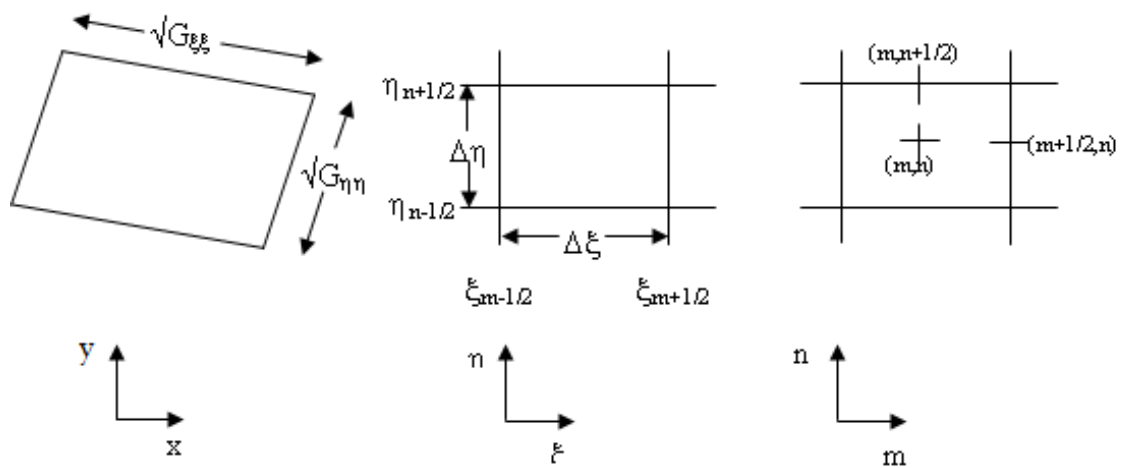
As fórmulas matemáticas apresentadas na seção anterior foram baseadas no sistema de coordenadas curvilíneas, o qual usa os parâmetros geométricos $\sqrt{G_{\xi\xi}}$ e $\sqrt{G_{\eta\eta}}$ (em metros) para transformar as coordenadas retangulares em coordenadas curvilíneas. Estas são discretizadas na malha computacional como mostra a figura 3.4.

FIGURA 3.3 – EXEMPLO DE MALHA CURVILÍNEA DO DELFT3D



FONTE: WL DELFT (2002)

FIGURA 3.4 – TRANSFORMAÇÃO DO ESPAÇO FÍSICO EM ESPAÇO COMPUTACIONAL



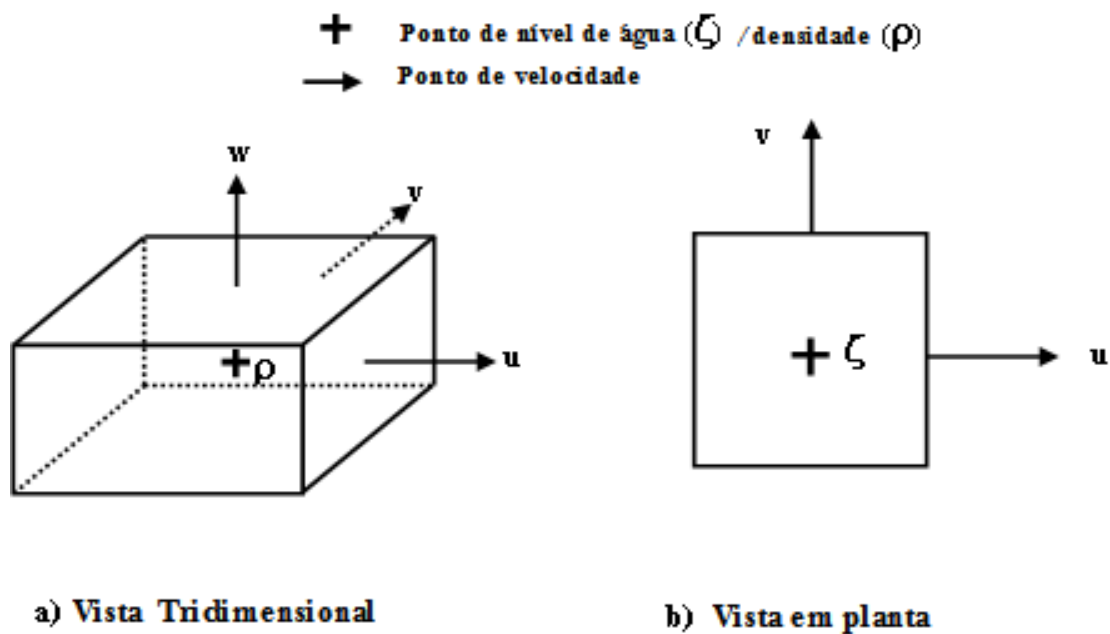
FONTE: TOBÓN (2002)

3.1.5.1 Grade Numérica

O modelo utiliza malha estruturada (curvilínea - ortogonal) para a discretização dos gradientes horizontais. No centro da célula é definido o ponto de nível de água (ponto de pressão), os pontos de profundidade são os vértices da célula e as componentes velocidade são definidas nas faces das células como na figura 3.5. As malhas estruturadas possuem algumas vantagens (ver STELLING, 1984):

- As condições de contorno podem ser implementadas de maneira mais simples;
- É possível um número menor de variáveis discretas se comparado a uma malha não-estruturada;
- Previnem oscilações espaciais nos níveis de água.

FIGURA 3.5 – MALHA ESTRUTURADA DO DELFT3D



FONTE: WL DELFT (2002)

3.1.5.2 Método de Resolução das Equações 3D em Águas Rasas

Segundo STELLING (1984), as velocidades horizontais nas camadas verticais adjacentes conectam-se mediante o termo de advecção e viscosidade vertical. O sistema de coordenadas σ permite camadas muito finas em águas pouco profundas. Para prevenir a instabilidade causada pelo termo de viscosidade vertical, usa-se da integração implícita para os termos verticais. Resultando em velocidades por camada, estas são substituídas na equação da conservação da massa pela média da profundidade. As equações para os níveis de água são resolvidas pela técnica A.D.I. *Alternating Direction Implicit* (ver LEENDERTSE, 1967). Onde os níveis de água são calculados implicitamente ao longo das linhas da malha na direção xy e na direção h de maneira alternada. A direção na qual a integração é implícita troca a meio passo de tempo, desta maneira os níveis de água devem somente ser resultantes do sistema de equações ao longo das linhas da malha. Ao substituir os níveis de água calculados nas equações da continuidade obtêm-se as velocidades horizontais. Estas são substituídas na equação da conservação de massa para calcular as velocidades no sistema de coordenadas σ como na equação 3.35. No meio do passo de tempo onde o termo de pressão se torna explícito, as equações da continuidade resolvem-se implicitamente utilizando o esquema iterativo *Red Black* de Jacobi na direção horizontal. Considerando o passo de tempo completo a discretização é de segunda ordem.

$$\Delta t \leq \frac{(\Delta\sigma H)^2}{2V_V} \quad \Delta t \leq \frac{(\Delta\sigma H)}{\omega} \quad (3.35)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = Comprimento vertical da malha;

ω = Transformada da velocidade vertical;

3.1.6 Módulo Delft - RGFGRID

O propósito do módulo Delft-Rgfgrid é criar, modificar e visualizar malhas computacionais curvilíneas acopladas a batimetria, para o modelo Delft3D-Flow. As malhas curvilíneas aplicam-se no modelo de diferenças finitas por proporcionar uma alta resolução da malha na área de interesse e uma baixa resolução nas zonas remotas em torno das fronteiras do modelo, o que permite economizar esforços computacionais. As linhas da malha podem ser curvas ao longo das fronteiras de terra e nos canais, isto evita o estruturamento que se produz quando usam-se linhas retas, o qual pode induzir uma difusão artificial. O módulo Delft-Rgfgrid oferece a possibilidade de visualizar dados batimétricos e, portanto pode-se ter noção das características da topografia enquanto desenha-se a malha. As malhas existentes também podem ser carregadas e visualizadas enquanto desenha-se uma nova, permitindo copiar partes da malha antiga na nova.

Para minimizar erros na aproximação de diferenças finitas nas equações do modelo hidrodinâmico, a resolução da malha deve variar suavemente o tamanho de uma célula, não deve ser maior de 1,4 vezes a célula adjacente (WL DELFT HYDRAULICS, 2002a). A ortogonalidade da malha é outro parâmetro que se deve controlar para obter resultados precisos. O erro de ortogonalização no Delft3D-Flow é proporcional ao valor do cosseno do ângulo interno entre os lados da célula. No Delft3D-Flow desvios de no máximo 10° (quando o cosseno é 0,173) são aceitos; para malhas que sigam a forma da batimetria este valor pode ser excedido (HARTSUIKER, 1997). Detalhes adicionais sobre o programa de geração de malhas podem ser encontrados no manual do usuário WL DELFT HYDRAULICS, 2002a.

3.1.7 Módulo Delft - QUICKIN

O propósito principal do módulo Delft-Quickin é criar, modificar e visualizar batimetrias para o modelo Delft3D-Flow. Dependendo da qualidade dos dados, o programa oferece diferentes alternativas para a interpolação: o método das médias entre as

células, o método de interpolação triangular e o método de difusão interna. O método das médias entre as células utiliza-se do levantamento batimétrico de alta resolução, onde se tem vários pontos batimétricos por célula. A interpolação triangular utiliza-se quando a resolução da malha computacional é mais alta que a resolução das informações batimétricas. E o método da difusão interna usa-se para preencher “vazios” na informação batimétrica mediante a uma transição suave dos dados existentes. O programa oferece diversas ferramentas para manipular e modificar as informações batimétricas, além disso, permite o cálculo de volumes, áreas e perfil batimétrico. Detalhes adicionais sobre o programa Quickin podem ser encontrados no manual do usuário WL DELFT HYDRAULICS (2002a).

Comentários:

Neste capítulo foram apresentadas as equações da hidrodinâmica que regem os fenômenos de escoamentos em águas rasas, derivadas das equações de Navier Stokes em 3D para fluxo incompressível e superfície livre, utilizando a hipótese de Boussinesq. Além disso foram apresentadas as condições iniciais e de contorno necessárias para resolver problema de equações diferenciais como as propostas (ver equações 3.2, 3.3 e 3.4, junto com as condições iniciais e de contorno, que formam o sistema que se deve resolver). Uma breve discussão sobre o modelo computacional Delft3D utilizado para resolver as equações diferenciais, descrito pela Delft-Hydraulics, cuja verificação básica foi realizada por reconhecidos *experts*, cumprindo rigorosos esquemas de qualidade (ver por exemplo, Leendertse, 1967; Leendertse et al., 1973; Stelling, 1984; Stelling et al., 1985; Stelling et al., 1986; Bijlsma, 1988; Verboom et al., 1992; Ten Brummelhuis, 1992; Roelvink and Banning, 1994). Foram apresentadas, também, as hipóteses e aproximações que se devem considerar ao utilizar o modelo e nos aspectos numéricos utilizados para a solução das equações e para a escolha correta das condições iniciais e de contorno. Finalmente, apresentou-se uma descrição dos módulos Delft-Rgfgrid e Quickin para a criação, manipulação e visualização da malha e a batimetria o modelo computacional.

3.2 REGIÃO DE ESTUDO

Como caso-piloto foi escolhido o rio Iguaçu, um importante contribuinte do rio Paraná na sua margem esquerda, sendo que sua área de drenagem atravessa os estados do Paraná e de Santa Catarina. O rio Iguaçu é dotado de características geomorfológicas e hidrológicas naturais altamente propícias à implantação de aproveitamentos hidrelétricos de grande porte em seu curso principal.

3.2.1 Caracterização Geral da Bacia

O rio Iguaçu drena uma área total de 69.373 km^2 , sendo 80,4% desta área no Estado do Paraná, 16,6% no Estado de Santa Catarina e 3% na República Argentina. Está posicionado aproximadamente entre os paralelos 25° e 27° de latitude sul e os meridianos $49^\circ 00'$ e $54^\circ 30'$ de longitude oeste. A bacia é alongada, com largura de cerca de 120 km e com comprimento (no seu maior eixo) de 1060 km.

Os primeiros formadores do rio Iguaçu são os rios Atuba e Iraí, cujas nascentes estão em altitudes superiores a 1000 metros, já nos contrafortes da Serra do Mar.

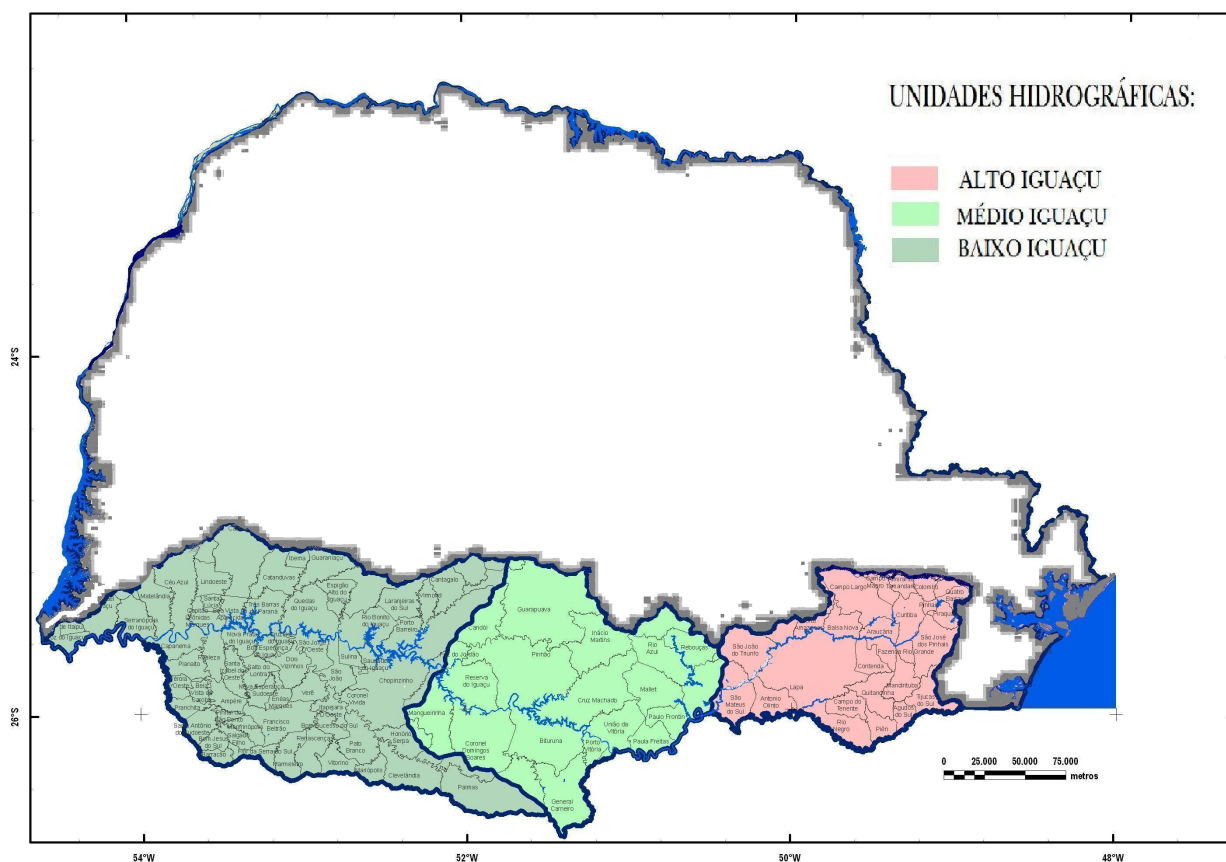
Seu perfil é bastante acidentado, nascendo em serras costeiras e atravessando sucessivos planaltos. Tem uma extensão total de 1060 km e desnível de 830 m, o que explica o seu grande potencial de geração hidráulica já explorada.

O rio Iguaçu é o último dos grandes rios que em território brasileiro levam a sua contribuição ao rio Paraná a partir das cordilheiras que separam o altiplano continental da estreita faixa costeira atlântica.

Os rios desta série (Paranaíba, Grande, Tietê, Paranapanema) foram e estão sendo intensamente aproveitados para a exploração hidrelétrica, encontrando-se o rio Iguaçu no final deste processo.

O rio pode ser dividido em três trechos (ver Figura 3.6):

FIGURA 3.6 – DIVISÃO HIDROGRÁFICA DO RIO IGUAÇU



FONTE: SUDERHSA, 2006

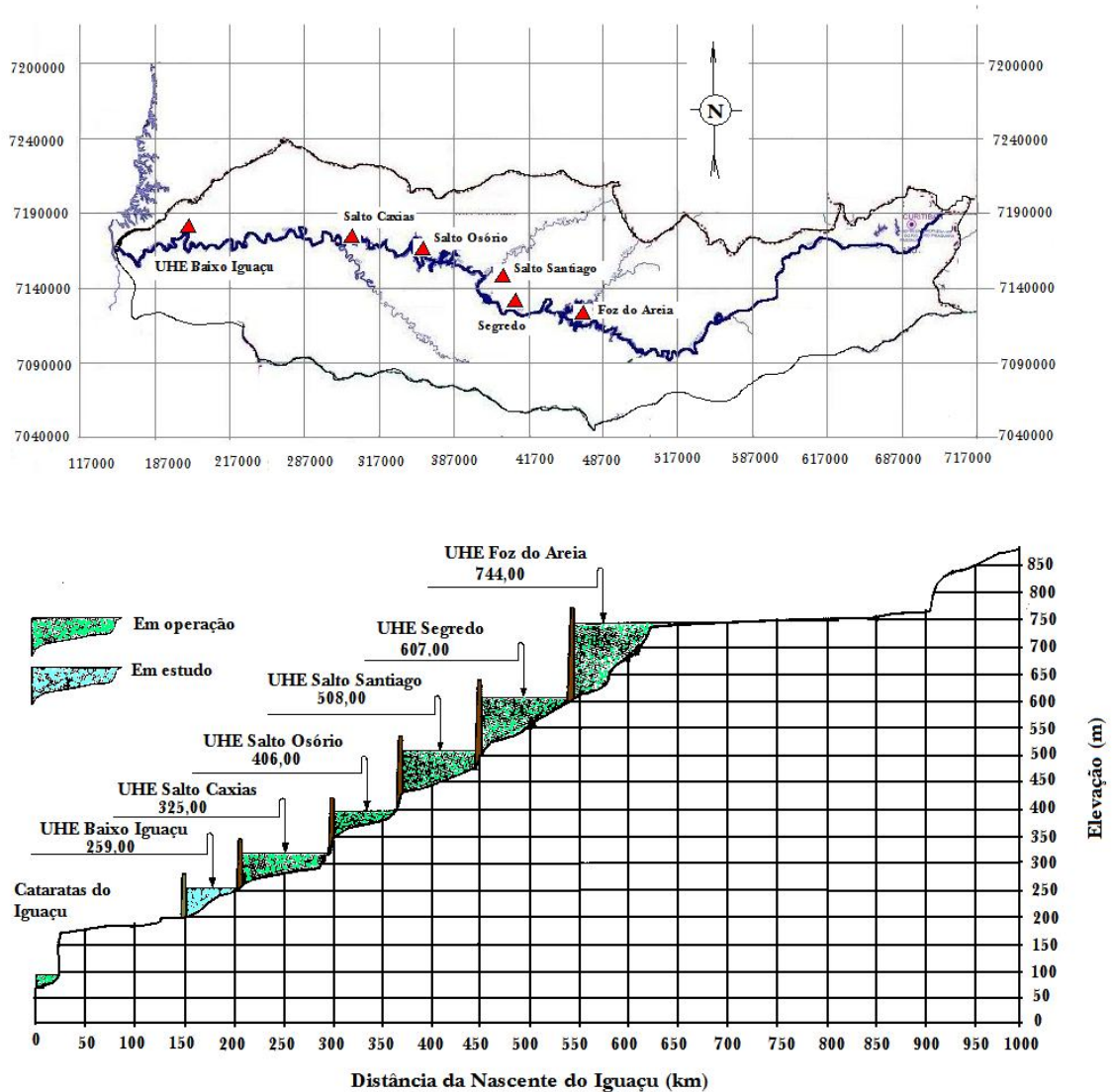
- Alto Iguaçu - que vai desde as nascentes na Serra do Mar até São Mateus do Sul.
- Médio Iguaçu - que vai de São Mateus do Sul até a Foz do Jordão.
- Baixo Iguaçu - desde Foz do Jordão até Foz do Iguaçu (ver Figura 3.7).

Os estudos para o aproveitamento do potencial hidroenergético do rio Iguaçu remontam à década de sessenta, com os estudos de inventário realizados pela ENERSUL em 1968.

Entre 1966 e 1969, foi planejado a partir do inventário realizado pelo Comitê de Estudos Energéticos da Região Sul - ENERSUL, com a supervisão da CANAMBRA ¹, o planejamento prévio da exploração a cidade de União da Vitória, no alto Iguaçu, até

¹Canambra Engineering Consultan, *Power Study of South Brazil*, 1969.

FIGURA 3.7 – DIVISÃO DE QUEDAS DO RIO IGUAÇU

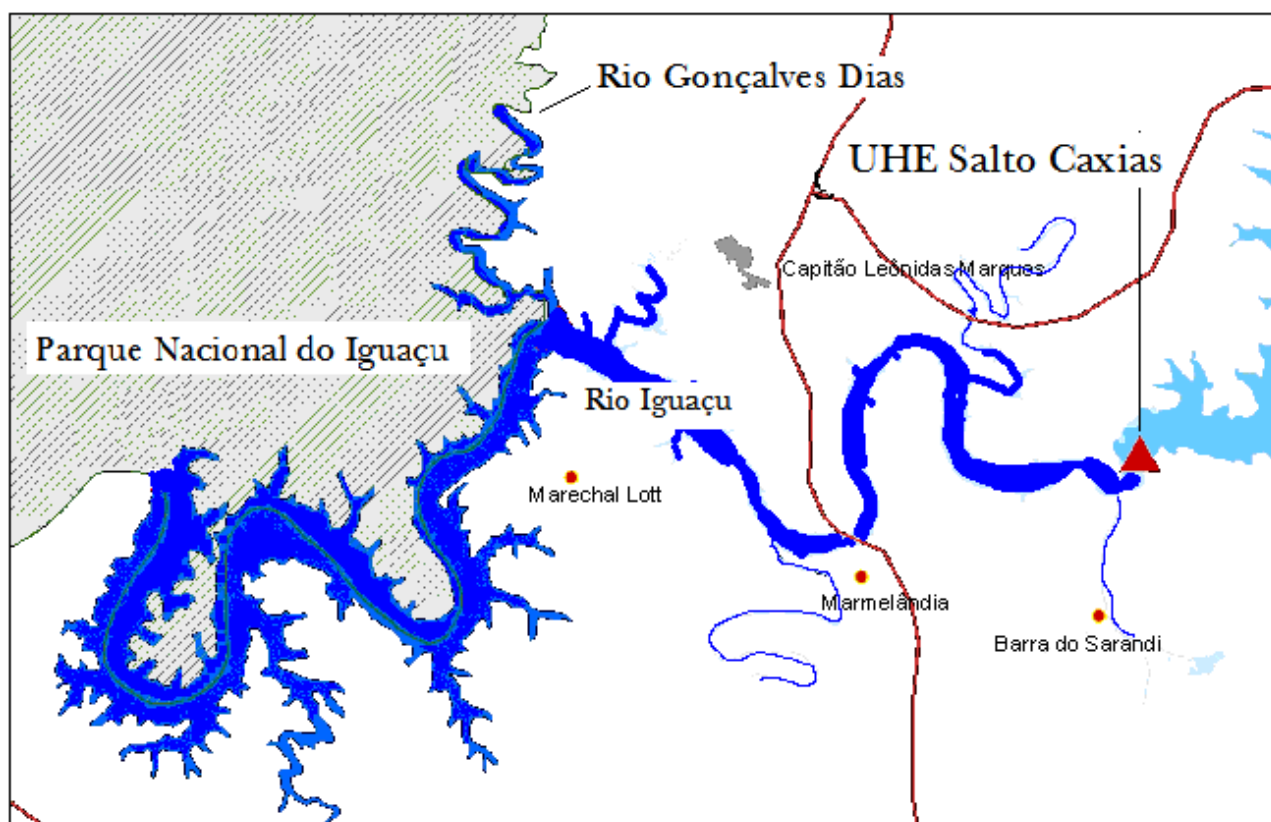


FONTE: CANAMBRA, 1969

próximo a cidade de Capanema, no baixo curso do rio e junto ao Parque Nacional do Iguaçu - através de oito aproveitamentos, a saber: Salto Grande, Foz do Areia, Segredo, Salto Santiago, Salto Osório, Cruzeiro, Salto Caxias e Capanema, hoje em dia chamado Baixo Iguaçu (ver Figura 3.7). Este por encontrar-se em projeto foi o caso escolhido.

A área de estudo e de interesse mais específico compreende o trecho aqui denominado Baixo Iguaçu, entre Salto Caxias e o Parque Nacional do Iguaçu, apresentada na Figura 3.8.

FIGURA 3.8 – LOCAL DE INTERESSE



FONTE: POVH, 2004

3.2.2 Climatologia

Neste item apresenta-se um resumo dos resultados das análises efetuadas sobre os dados e informações compiladas a respeito da climatologia da região. Este levantamento é baseado no trabalho de ANEEL (2008).

A região Sul do Brasil, onde está inserida a área de estudo, tem o seu clima afetado principalmente por efeitos de circulação atmosférica de macro-escala, estando sujeita às ações ou influências do Anticiclone Subtropical do Atlântico Sul, do Anticiclone Polar, do Centro de Baixa Pressão do Chaco, e do Centro das Altas Tropicais da Amazônia.

A variação de posição e intensidade desses centros dá origem às chamadas massas de ar que definem o tempo reinante sobre o local, em cada estação do ano.

A bacia do rio Iguaçu está sujeita, principalmente, à influência de pelo menos três massas de ar. Durante os meses de verão (outubro a março) há uma predominância da massa de ar Tropical do Atlântico Sul, com a presença de frentes quentes que se deslocam em direção ao sul do Brasil trazendo tempo estável.

A área da bacia do rio Iguaçu possui uma razoável rede de observação meteorológica de superfície, sendo que algumas estações possuem, inclusive, observação de evaporação em tanque evaporimétrico (tabela 3.1).

TABELA 3.1 – ESTAÇÕES METEOROLÓGICAS DA BACIA DO RIO IGUAÇU

Código/Estação	Instalação	Órgão	Datas Disponíveis	Altitude (m)
2453023 - Cascavel	Out/1972	IAPAR	1972/1992	660
2549006 - Curitiba	Abr/1884	INEMET	1951/1989	929
2549041 - Piraquara	Fev/1970	IAPAR	1970/1992	930
2549091 - Lapa	Ago/1988	IAPAR	1988/1992	910
2550025 - Teixeira Soares	Jan/1963	IAPAR	1963/1992	893
2551006 - Guarapuava	Jan/1910	INEMET	1961/1985	1.020
2551010 - Guarapuava	Jun/1972	IAPAR	1973/1992	1.020
2552009 - Laranjeiras do Sul	Out/1973	IAPAR	1973/1992	880
2553015 - Planalto	Out/1973	IAPAR	1973/1992	400
2553018 - Quedas do Iguaçu	Jul/1972	IAPAR	1972/1992	513
2554004 - Foz do Iguaçu	Jan/1938	INEMET	1961/1981	161
2554026 - São Mig. Do Iguaçu	Ago/1982	IAPAR	1982/1992	260
2649021 - Rio Negro	Dez/1922	INEMET	1961/1981	824
2651006 - Palmas	Nov/1922	INEMET	1961/1989	1.100
2657007 - Porto União	Out/1941	INEMET	1961/1978	778
2651043 - Palmas	Dez/1978	IAPAR	1979/1992	1.100
2651046 - Foz do Areia	Set/1980	COPEL	1981/1992	600
2652003 - Clevelândia	Set/1972	IAPAR	1972/1992	930
2652035 - Pato Branco	Jan/1979	IAPAR	1979/1992	700
2653012 - Francisco Beltrão	Mai/1973	IAPAR	1973/1992	650

FONTE: ANA, 2008.

3.2.3 Hidrologia

O rio Iguaçu é dotado de características geomorfológicas e hidrológicas altamente propícias à implantação de aproveitamentos hidrelétricos de grande porte em seu curso principal.

Informações Hidrológicas relevantes para os estudos foram obtidas no Banco de Dados Hidrometeorológicos Nacional, operado pela Agência Nacional de Águas - ANA e correspondem a dados brutos e consistidos de cotas médias diárias e vazões médias diárias e resumos de medição.

A relação dos postos fluviométricos localizados na bacia do rio Iguaçu é apresentada na Tabela 3.2.

TABELA 3.2 – POSTOS FLUVIOMÉTRICOS NA BACIA DO RIO IGUAÇU

Código/Estação	Instalação	Órgão	Datas
65025000 - Guajuvira	Araucária	ANA	SUDERHSA
65035000 - Porto Amazonas	Porto Amazonas	ANA	SUDERHSA
65060000 - São Mateus do Sul	São Mateus do Sul	ANA	SUDERHSA
65220000 - Fluviópolis	São Mateus do Sul	COPEL	SIMEPAR
65310000 - União da Vitória	União da Vitória	ANA	SUDERHSA
65310001 - União da Vitória	União da Vitória	COPEL	SIMEPAR
65365800 - Porto Vitória	Porto Vitória	COPEL	SIMEPAR
65774407 - UHE Foz da Areia	Pinhão	ANA	Desativada
65835000 - Porto Santa Maria	Porto Vitória	COPEL	SUDERHSA
65895002 - Salto Osório Jus UHE	Rio Iguaçu	COPEL	SUDERHSA
65985000 - Estreito do Iguaçu	Rio Iguaçu	ANA	SUDERHSA
65986000 - Estreito do Iguaçu Novo	Rio Iguaçu	ANA	SUDERHSA
65993000 - Salto Cataratas	Rio Iguaçu	ANA	SUDERHSA

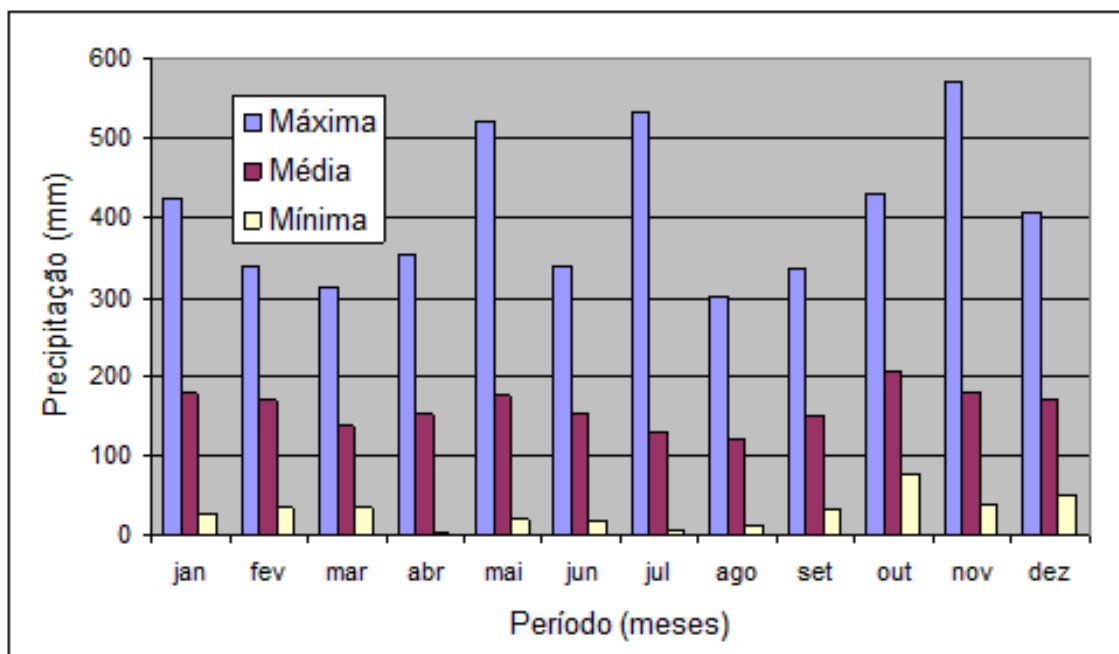
FONTE: ANA, 2008.

3.2.3.1 Precipitação

A precipitação média anual na região dos estudos é de cerca de 1.800 mm.

A Figura 3.9 representa o comportamento médio das estações pluviométricas. O gráfico caracteriza-se por não apresentar uma estação seca e outra úmida bem definida, podendo o período chuvoso se concentrar em qualquer época do ano.

FIGURA 3.9 – PRECIPITAÇÃO MÉDIA NA REGIÃO



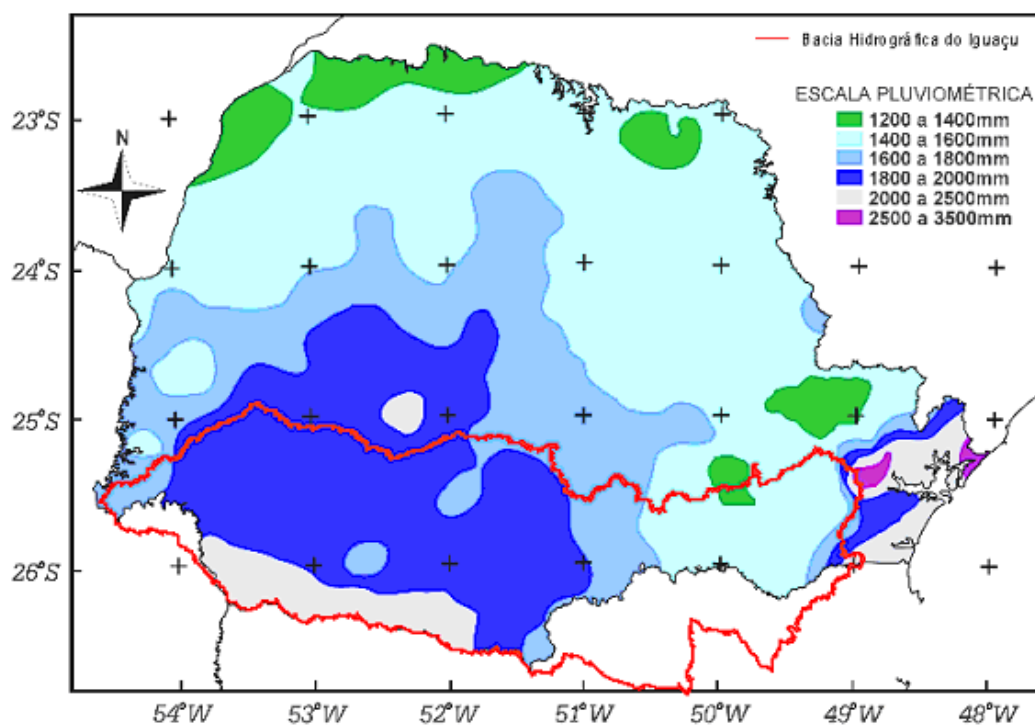
FONTE: IAPAR, 2006

A Figura 3.10, a seguir, mostra um mapa de isolinhas de precipitação anual média, podendo-se ver que na área do empreendimento ela oscila entre 1.800 a 2.000 mm.

3.2.3.2 Estudo de Vazões Extremas

O estudo de vazões extremas utilizado neste trabalho foi fornecido pela COPEL (ver ANEEL, 2004). Este estudo foi realizado com base em análises estatísticas das cheias dos seguintes postos fluviométricos Porto Amazonas (Código 65035000), São Mateus do Sul (Código 65060000), União da Vitória (Código 65310000), Salto Cataratas (Código 65993000), Estreito do Iguaçu (Código 65985000) e Estreito do Iguaçu - Novo (Código 65986000). Estas duas últimas, por serem complementares, foram agrupadas, corrigindo-se os valores por área de drenagem.

FIGURA 3.10 – ISOLINHAS DE PRECIPITAÇÃO ANUAL MÉDIA NO PARANÁ



FONTE: IAPAR, 2006

Essas análises consistiram na determinação dos valores anuais máximos de vazões e posterior ajuste estatístico à série obtida. Para a obtenção das vazões extremas no local da UHE Baixo Iguaçu foi utilizado o “Index Flood Method”. Após a obtenção das séries de máximas destes postos (ver Apêndice), foram ajustadas as distribuições de Gumbel e Exponencial de Dois Parâmetros.

Com as distribuições estatísticas ajustadas às séries de vazões máximas dos postos selecionados, foram elaborados gráficos relacionando as cheias nos postos selecionados, normalizadas pelas vazões de 2 anos de recorrência (Q_2), aos respectivos períodos de retorno; e foi ajustada uma curva aos valores de área de drenagem e vazões com 2,33 anos de recorrência dos postos, com a finalidade de obter uma regionalização das cheias da bacia através das áreas de drenagem. Na Tabela 3.3 estão apresentados os resultados obtidos.

TABELA 3.3 – TEMPO DE RECORRÊNCIA NA REGIÃO DE INTERESSE.

TR do Ajuste	Index Flood Method
2	8.193
5	12.657
10	16.033
20	19.410
25	20.497
50	23.873
100	27.250
1000	38.466
10000	49.683

3.2.4 Vento

As velocidades do vento, observadas a dez metros de altura, apresentam valores médios de 2,6 a 3,5 m/s. A Tabela 3.4, a seguir mostra, para as principais estações, a velocidade dos ventos, a intensidade e a duração predominante.

TABELA 3.4 – BACIA DO RIO IGUAÇU RESUMO MENSAL DE VENTO (m/s)

Estação	Jan		Fev		Mar		Abr		Mai		Jun		Jul	
	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP
Francisco Beltrão	2,4	NE	2,2	NE	2,0	NE	2,0	NE	1,8	SW	2,1	SW	2,5	NE
Palmas	2,1	NE	2,1	NE	2,0	NE	2,0	NE	1,9	NE	2,0	NE	2,6	NE
Clevelândia	3,4	NE	3,3	NE	3,1	NE	3,4	NE	3,4	NE	3,5	NE	4,2	NE
Planalto	3,0	NE	2,5	NE	3,0	NE	3,1	NE	3,1	NE	3,0	NE	3,7	NE
Laranjeiras do Sul	2,4	NE	2,3	NE	2,2	NE	2,3	NE	2,3	E	2,6	E	2,9	E
Cascavel	3,0	NE	3,0	NE	3,0	NE	3,1	NE	3,1	NE	3,4	NE	3,9	NE
Quedas do Iguaçu	2,8	SE	2,7	SE	2,6	SE	2,6	SE	2,6	SE	2,7	SE	3,0	SE
Média (AI)	2,7	NE	2,6	NE	2,6	NE	2,6	NE	2,6	NE	2,8	NE	3,3	NE

Estação	Ago		Set		Out		Nov		Dez		Anual		
	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	VM	DP	%
Francisco Beltrão	2,5	NE	2,8	NE	2,7	NE	2,7	NE	2,5	NE	2,4	NE	31
Palmas	2,4	NE	2,6	NE	2,5	NE	2,3	NE	2,1	NE	2,2	NE	18
Clevelândia	4,0	NE	4,1	NE	3,9	NE	3,9	NE	3,6	NE	3,7	NE	34
Planalto	3,5	NE	3,4	NE	3,4	NE	3,4	NE	3,6	NE	3,2	NE	35
Laranjeiras do Sul	3,0	E	2,9	E	2,9	E	2,8	E	2,5	E	2,6	E	26
Cascavel	3,8	NE	3,8	NE	3,6	NE	3,5	NE	3,2	NE	3,4	NE	40
Quedas do Iguaçu	2,9	SE	2,9	SE	2,8	SE	2,9	SE	2,8	SE	2,8	SE	30
Média (AI)	3,2	NE	3,2	NE	3,1	NE	3,1	NE	2,9	NE	2,9	NE	

FONTE: COPEL, 1993

Notas: VM = Velocidade Média, DP = Direção Predominante

3.3 DADOS UTILIZADOS

3.3.1 Informações Batimétricas e Hidrológicas

Para a realização do estudo foram utilizadas principalmente informações topográficas e hidrológicas fornecidas pela COPEL², as quais estão relacionadas na sequência:

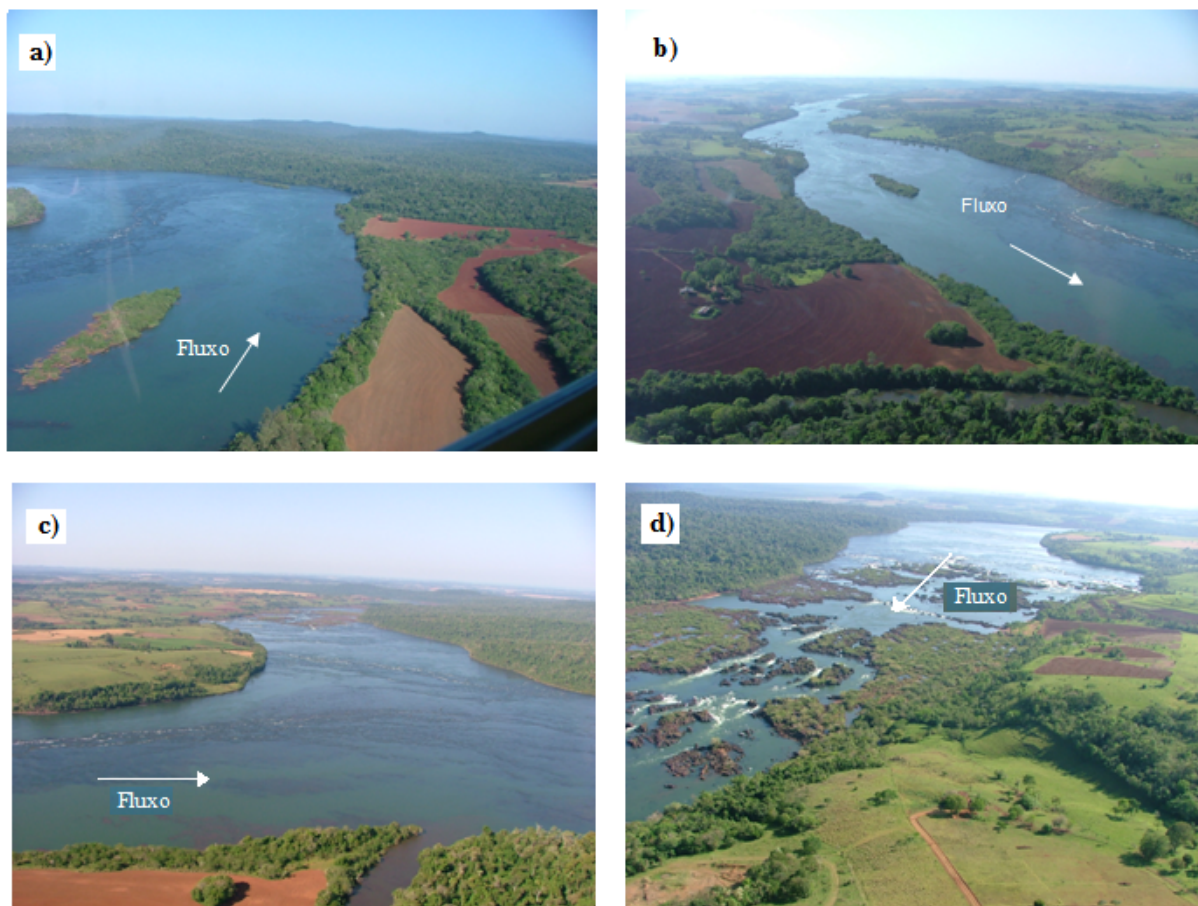
- Registros aerofotogramétricos que permitiram identificar as características de utilização do solo nas margens do rio, servindo de base para a estimativa do coeficiente de Manning (n) destas margens. As fotografias também permitiram identificar a existência de controles do escoamento pela visualização da marcação superficial do fluxo, auxiliando na estimativa da batimetria do rio nessas regiões;
- Fotografias registradas ao longo do rio que permitiram observar detalhes como características das margens e condições de escoamento ao longo do rio (controles) - Figura 3.11;
- Planta contendo as curvas de nível da região do levantamento topográfico realizado pelo perfilador a laser (PERLA³);
- Seções transversais do rio Iguaçu, contendo informações topográficas registradas pelo perfilador a laser (PERLA). Essas seções foram definidas a cada 50 metros entre as posições identificadas como: Posto Fluviométrico Estreito do Iguaçu (Velho) e Posto Fluviométrico Salto Caxias. No trecho correspondente à calha do leito do rio constavam os níveis de água registrados durante o levantamento. A batimetria do rio foi definida durante o estudo do remanso;
- Batimetria do rio na região próxima ao eixo da futura barragem a ser simulada foi obtida através de cartas topográficas fornecidas pela COPEL (ver Figura 3.12);

²Companhia Paranaense de Energia

³PERLA é o nome dado ao Sistema de Mapeamento a Laser do LACTEC/CEHPAR

- Os dados de nível de água e vazão utilizados neste trabalho estão baseados nos estudos anteriores feitos em modelo unidimensional (HEC-RAS⁴) por POVH *et.al.* (2004).

FIGURA 3.11 – FOTOGRAFIAS REGISTRADAS AO LONGO DO RIO

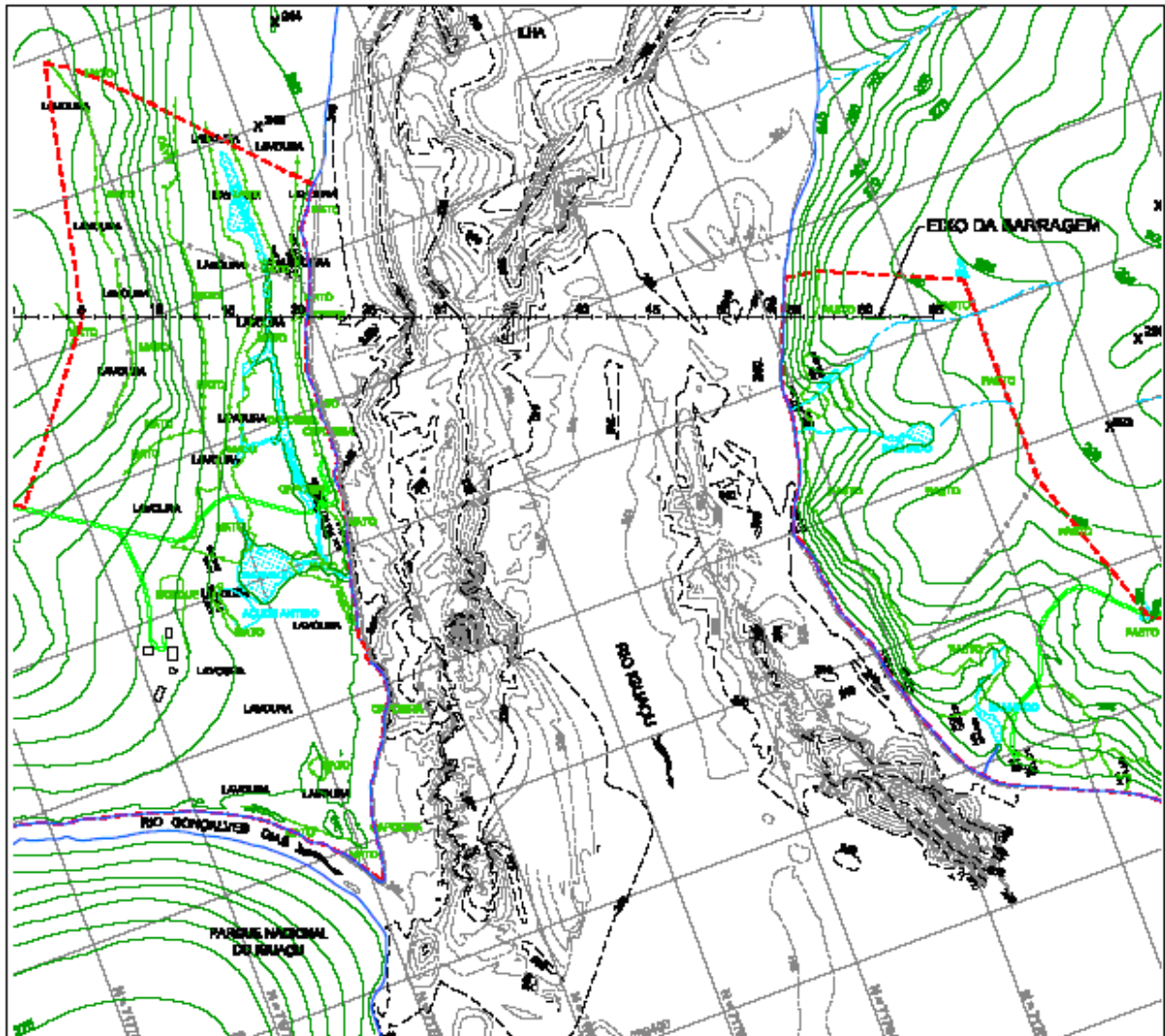


a) Ilha localizada nas proximidades do eixo da futura barragem; b) Vista do trecho do rio no alinhamento do eixo da futura barragem ; c) Vista do trecho do rio a jusante do alinhamento do eixo da futura barragem e d) Controle existente a jusante 4 km do alinhamento da futura barragem.

A inexistência de levantamentos batimétricos na maior parte do trecho estudado e a escassez de registros de níveis de água (com a respectiva vazão) ao longo do rio dificultou o desenvolvimento do estudo. Para as condições de contorno aberto, ou seja, nível de água e vazão foram utilizados dados de estudos anteriores em modelo unidimensional (POVH, 2004).

⁴HEC-RAS - *River Analysis Sistem*, desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center - U.S. Army Corps of Engineers.

FIGURA 3.12 – BATIMETRIA DO RIO IGUAÇU NO TRECHO PRÓXIMO AO EIXO DA BARRAGEM



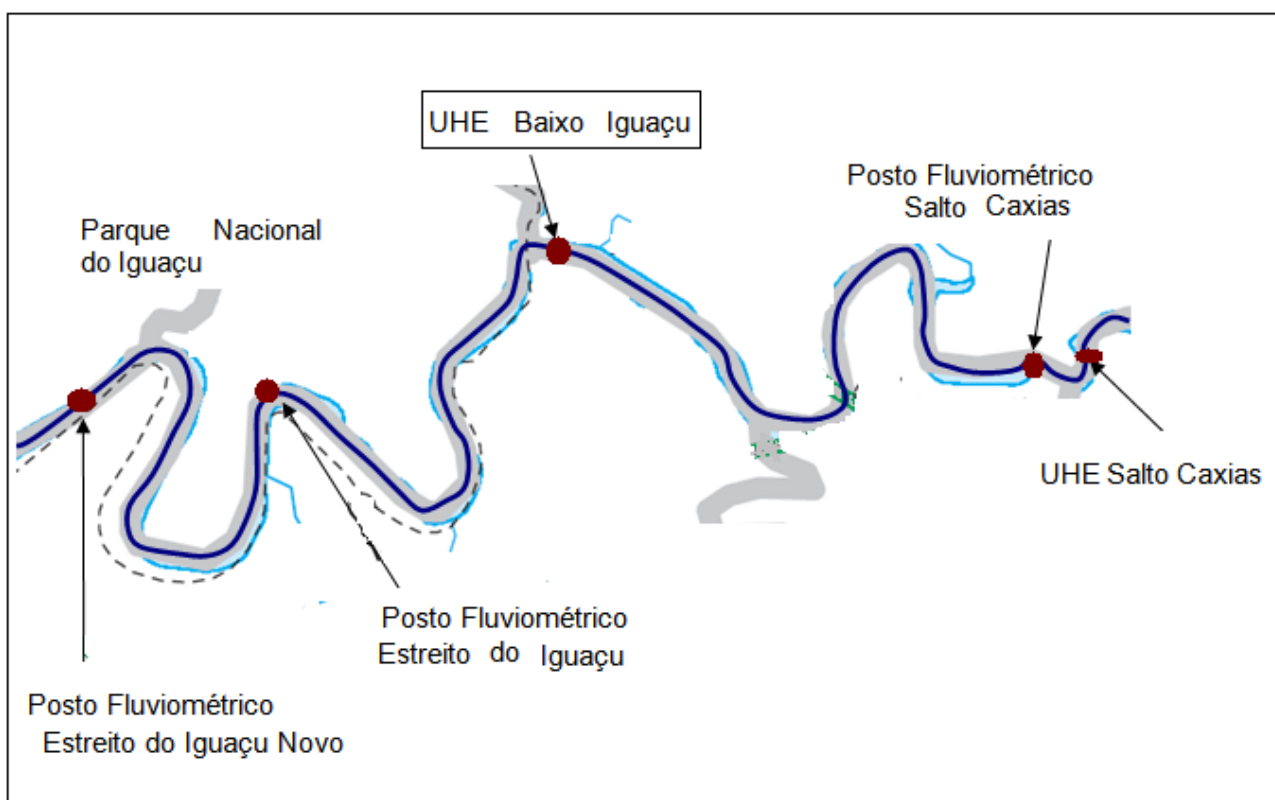
FONTE: COPEL, 2003

3.3.2 Hipóteses Adotadas

A aplicação do modelo computacional ao estudo hidrodinâmico de um rio depende da disponibilidade de dados que permitam o desenvolvimento do estudo. Entretanto, as informações disponíveis nem sempre são as desejadas. Para o desenvolvimento deste estudo foi necessário realizar estimativas que permitissem a obtenção dos resultados apresentados. Na sequência são comentadas as estimativas realizadas:

- A batimetria do rio Iguaçu somente estava disponível no trecho próximo a área de estudo. A estimativa da batimetria do restante do rio Iguaçu simulado foi realizada com base nas informações fornecidas pelo sistema de mapeamento digital, como já comentado;
- Para as condições de contorno aberto foram determinadas através de estudos anteriores de remanso do rio em modelo unidimensional em um trecho do rio compreendido entre o posto fluviométrico Estreito do Iguaçu Novo (código DNAEE 65986000) e uma seção localizada 800 metros a montante do posto fluviométrico Salto Caxias (código DNAEE 65975000), como apresentado na Figura 3.13.

FIGURA 3.13 – IDENTIFICAÇÃO DOS LOCAIS IMPORTANTES PRÓXIMOS A REGIÃO DE ESTUDO

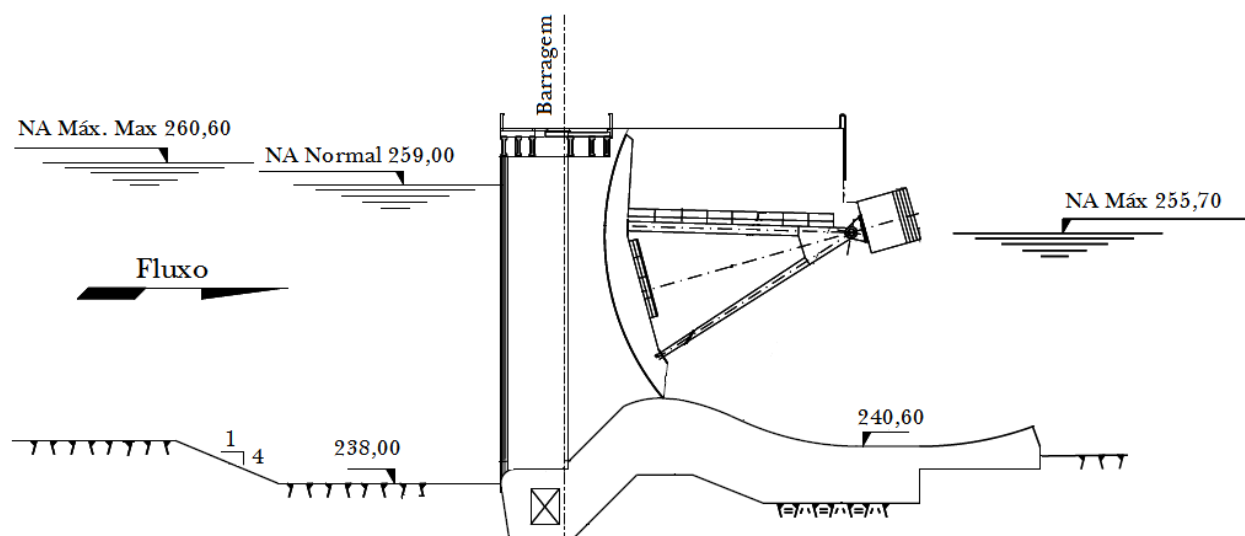


3.3.3 Informações Sobre a Estrutura Hidráulica

Foi tomada como estrutura piloto um vertedouro de ogiva baixa com a seção indicada na Figura 3.15. A Usina Hidrelétrica Baixo Iguaçu foi o caso piloto escolhido. A crista da barragem de enrocamento foi posicionada na elevação 263,00 m, com borda-livre de 4,0 m em relação ao nível de água máximo normal, na elevação 259,00 m. O vertedouro é do tipo de superfície e foi posicionado no leito do rio. A estrutura, dimensionada para a vazão máxima provável de $53.585\text{m}^3/\text{s}$ e largura total de 400 m, englobando os pilares.

Devido à grande vazão de projeto e ao pequeno desnível criado pelo barramento, a estrutura foi posicionada inteiramente na calha do rio e concebida como uma soleira plana, horizontal, à cota 241,60.

FIGURA 3.14 – PERFIL TÍPICO DO VERTEDOIRO

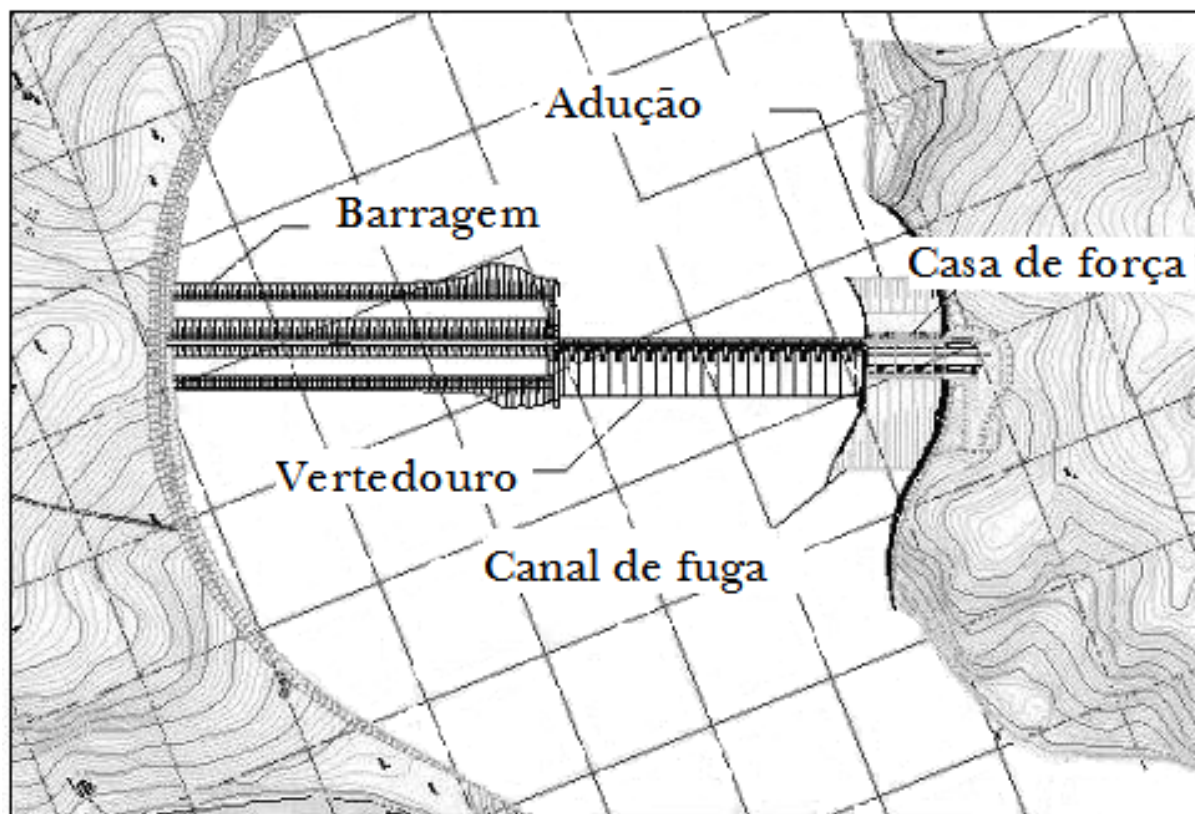


FONTE: COPEL, 2008

Este vertedouro é uma das alternativas estudadas para a Usina Hidrelétrica Baixo Iguaçu. Este foi utilizado no presente estudo apenas para impor as condições hidráulicas

no extremo de montante do domínio estudado. O estudo do escoamento sobre a crista não fez parte deste trabalho.

FIGURA 3.15 – ARRANJO DA BARRAGEM DA UHE BAIXO IGUAÇU



FONTE: COPEL, 2008

4 IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

Para a implementação do modelo numérico hidrodinâmico alguns procedimentos de pré-processamento são fundamentais. Os principais procedimentos são apresentados a seguir, sendo que a geração da grade numérica sob um domínio determinado e a interpolação dos dados batimétricos são pontos de grande importância e determinantes na qualidade dos resultados.

Via de regra, a implementação de um modelo numérico hidrodinâmico segue as seguintes etapas iniciais—antes da simulação propriamente dita:

- (1) Geração da malha numérica;
- (2) Interpolação dos dados batimétricos nos pontos da malha numérica;
- (3) Definição das condições iniciais;
- (4) Definição das condições de contorno;
- (5) Definição das forçantes.

4.1 METÓDO DE IMPLEMENTAÇÃO

Primeiramente se introduz no modelo dados da malha numérica, batimetria, condições iniciais e de contorno. Uma vez concluídas essas etapas é conveniente efetuar uma análise de sensibilidade do modelo referente aos seus parâmetros físicos e numéricos para depois se efetuar a calibração. Concluída a calibração, é possível efetuar simulações com diferentes combinações de forçantes (cenários), e obter o campo hidrodinâmico resultante.

4.2 DEFINIÇÃO DO DOMÍNIO

O primeiro passo na construção da grade computacional é a definição dos limites externos do domínio a ser modelado. A área de interesse compreende o trecho aqui denominado Baixo Iguaçu, entre Salto Caxias e o Parque Nacional do Iguaçu. O contorno

desta região resulta dos dados obtidos pelo perfilador a laser e carregado pelo modelo como o contorno do domínio a ser modelado.

4.3 GERAÇÃO DA MALHA NUMÉRICA

O Delft3D é um modelo numérico que permite a utilização de grades numéricas que acompanham o contorno físico da região modelada. A construção desse tipo de grade é uma tarefa um tanto complicada e requer a utilização de ferramentas gráficas, no caso do Delft3D que possui o módulo *Delft-Rgfgrid* que cria a malha através de linhas de tendência denominadas *splines*, as quais foram utilizadas pelo programa na construção da grade numérica.

Visando a construção de uma boa grade numérica, os *splines* foram criados seguindo as linhas de fluxo do domínio modelado. Após a definição dos *splines* a grade numérica foi gerada automaticamente pelo Delft3D, sendo incluída nesta os braços dos tributários de ambas as margens do rio. Devido às características morfológicas da área de estudo optou-se pela utilização de uma grade numérica curvilínea no plano horizontal visando um aumento da precisão e eficiência computacional durante as simulações.

A Figura 4.1 mostra uma grade gerada para a área de estudo, que englobou 6592 células computacionais, com um máximo de 243 na direção M e 66 na direção N. M e N é como são chamadas as coordenadas locais do sistema de grade, com a origem situada no canto inferior esquerdo do domínio, sendo que M aumenta na direção Leste e N na direção Norte.

Para a região em análise foram elaboradas três malhas numéricas com as características apresentadas na Tabela 4.1.

O objetivo da elaboração de três malhas numéricas vem da necessidade de verificar a influência dos parâmetros numéricos, neste caso a resolução espacial da malha é muito

FIGURA 4.1 – GRADE NUMÉRICA

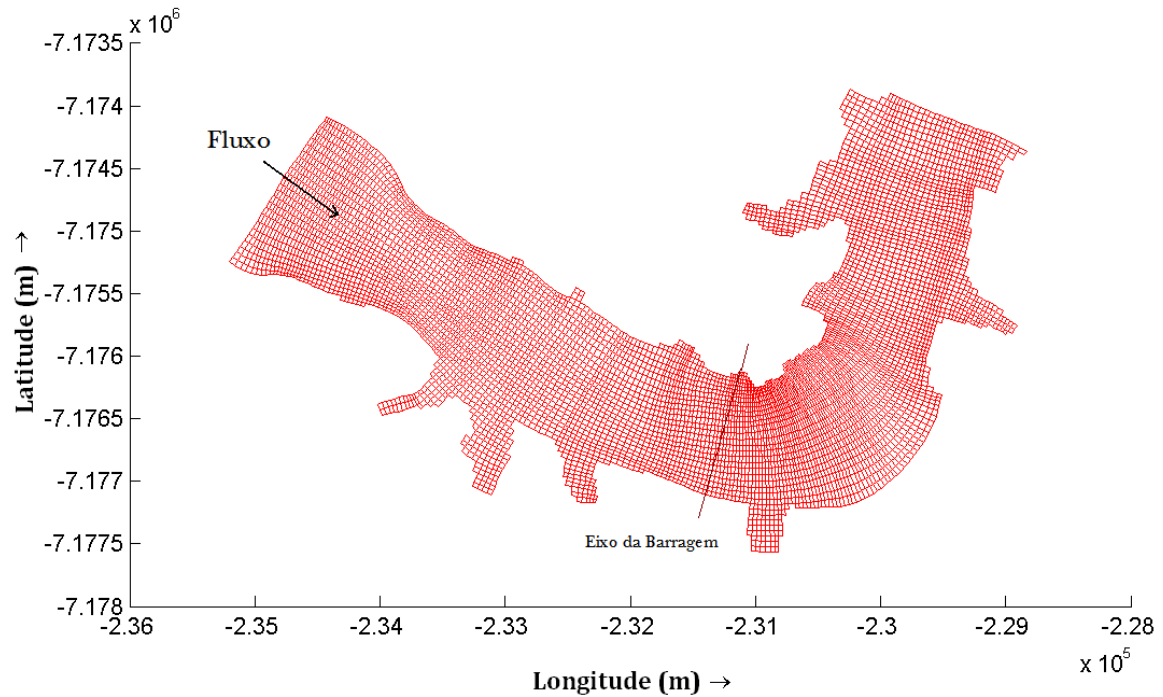


TABELA 4.1 – CARACTERÍSTICAS DAS MALHAS ELABORADAS

Malhas	Número de células	Passo de tempo (min)
Grade 1	26219	0,05
Grade 2	6592	0,1
Grade 3	1560	0,25

importante já que o tamanho das células determina a precisão do domínio modelado. Depois da análise de sensibilidade numérica decide-se por uma das três malhas.

4.4 PROPRIEDADES DA GRADE NUMÉRICA

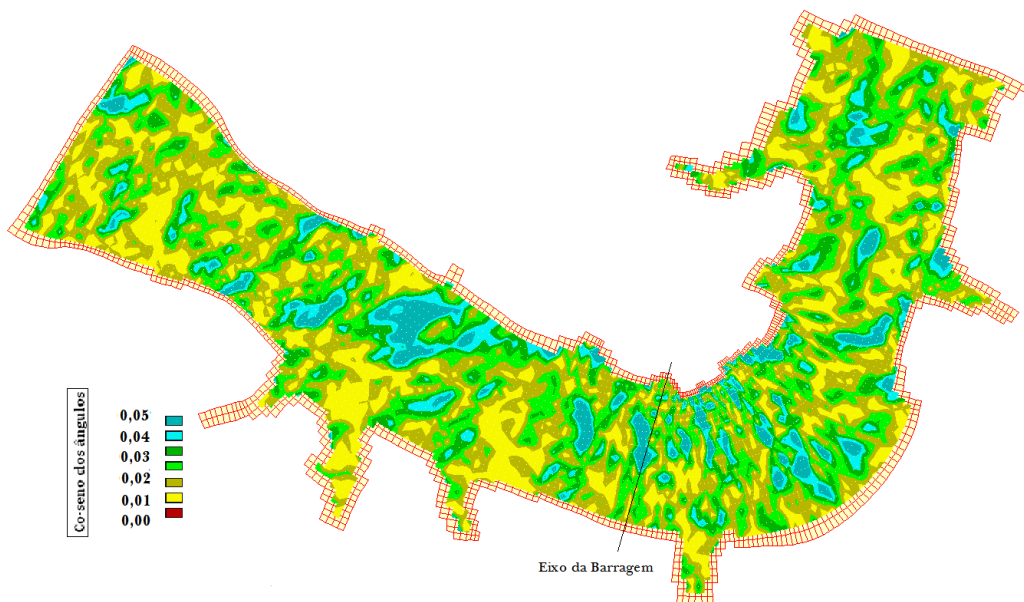
A qualidade da grade numérica pode ser verificada através de algumas de suas propriedades, tais como: ortogonalidade, resolução e gradiente espacial.

4.4.1 Ortogonalidade

A ortogonalidade é verificada a partir do co-seno dos ângulos entre as linhas da grade nas direções M e N. Os valores obtidos do co-seno dos ângulos devem ser próximos de zero, o que caracteriza a ortogonalidade, sendo que o máximo valor desejável é de 0,02, porém esse pode chegar a valores maiores nos limites da grade (WL DELFT HYDRAULICS, 2002 a).

A Figura 4.2 mostra a ortogonalidade da grade gerada. Pode-se observar que a grande maioria dos valores são menores que 0,02, sendo que em alguns pontos esse valor é um pouco maior mas não excede a 0,05.

FIGURA 4.2 – ORTOGONALIDADE DA GRADE NUMÉRICA

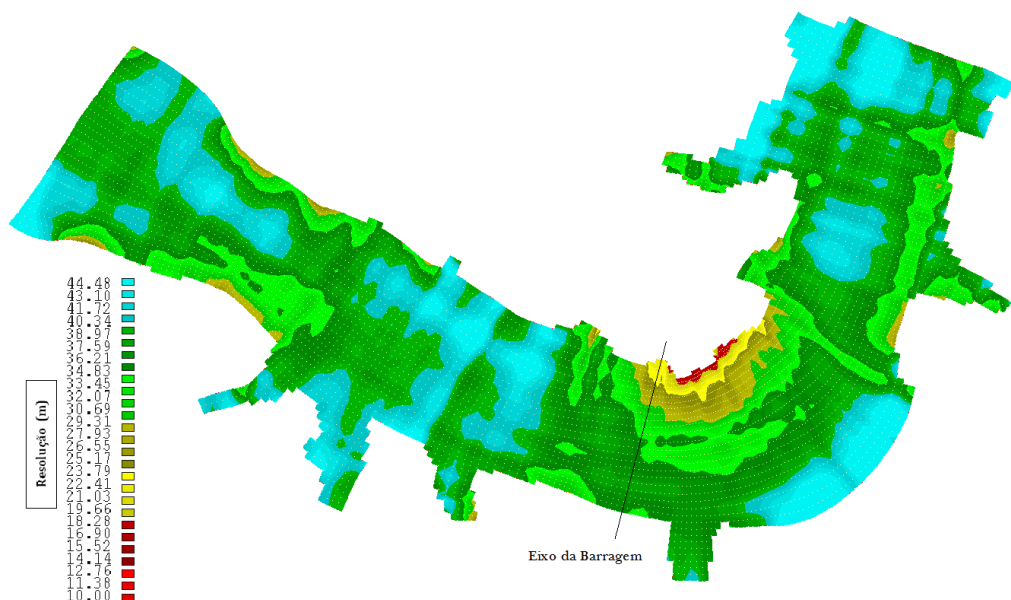


4.4.2 Resolução

A resolução a ser utilizada depende da escala do problema a ser estudado e é indicada pela raiz quadrada da área da célula da grade. A Figura 4.3 ilustra a resolução das células da grade numérica. O tamanho médio das células é de 25 m, variando de 10 m

a 44 m, sendo que a região de interesse possui uma maior resolução, 13 m, por ser a região onde vão ser estudados os níveis de água e velocidades.

FIGURA 4.3 – RESOLUÇÃO DA GRADE NUMÉRICA



4.4.3 Suavidade

A suavidade é verificada pela variação do tamanho dos elementos da malha nas direções M e N, sendo recomendado um valor menor que 1,20, podendo chegar a valores maiores (1,70) nos limites da grade (WL DELFT HYDRAULICS, 2002 a).

A suavidade de transição dos elementos da grade utilizada nas direções M e N estão dentre os valores aceitáveis e podem ser observadas nas Figuras 4.4 e 4.5, respectivamente.

4.5 INTERPOLAÇÃO BATIMÉTRICA

Após a aplicação de diversos procedimentos de refinamento e de remanejamento das linhas de grade foi gerada uma grade numérica satisfatória na qual os dados ba-

FIGURA 4.4 – SUAVIDADE DA GRADE NUMÉRICA NA DIREÇÃO M

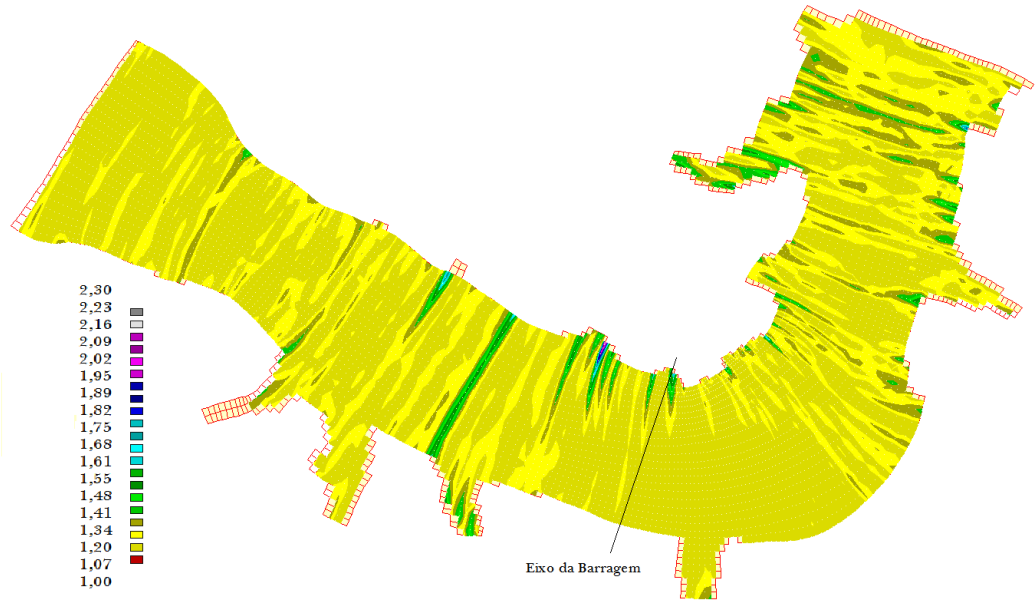
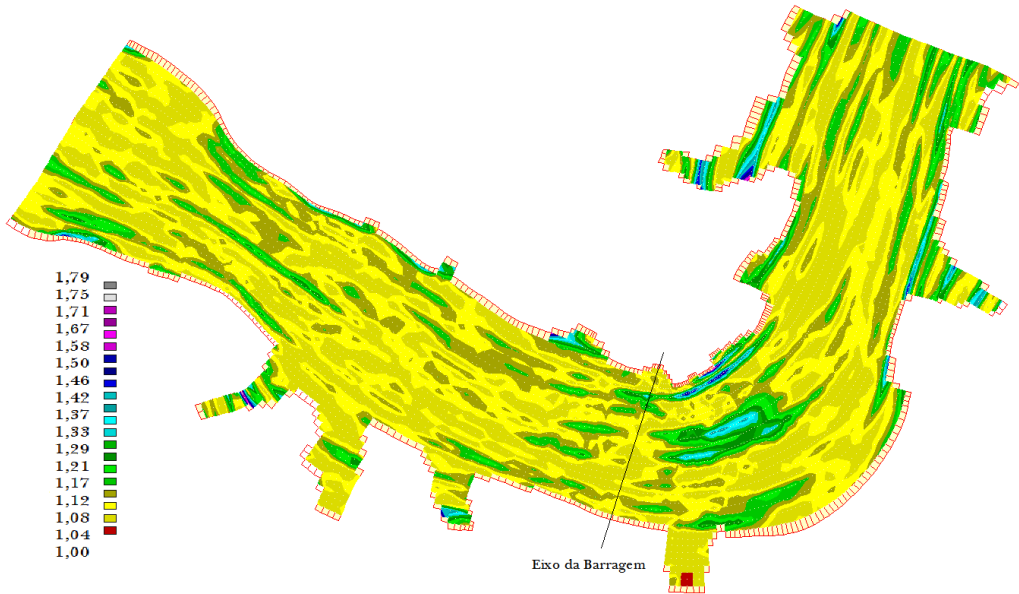
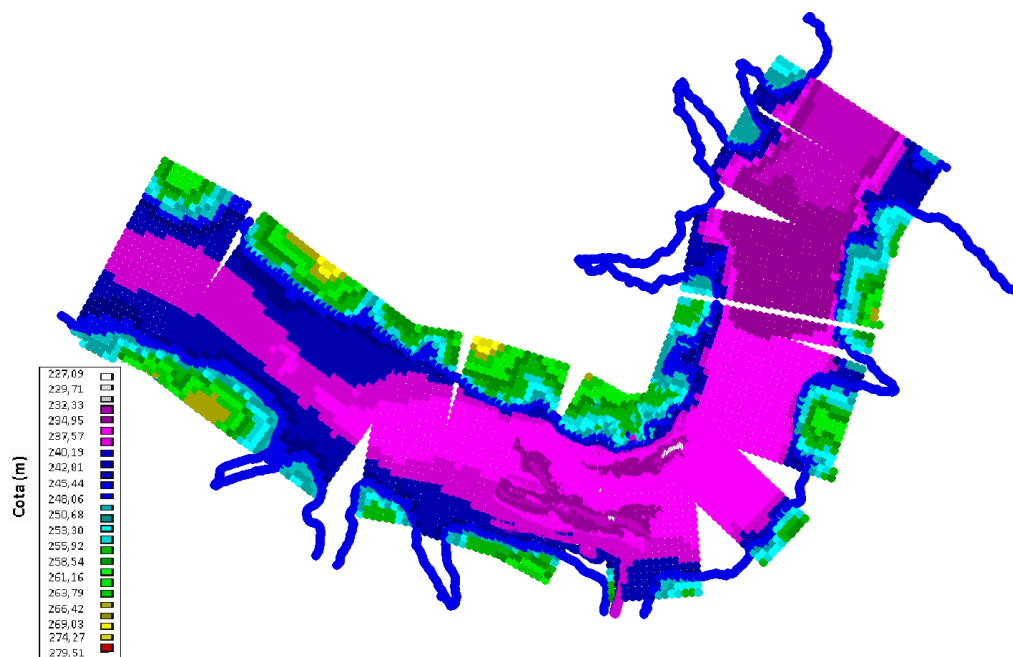


FIGURA 4.5 – SUAVIDADE DA GRADE NUMÉRICA NA DIREÇÃO N



timétricos foram interpolados. A Figura 4.6 mostra o conjunto de dados batimétricos disponíveis.

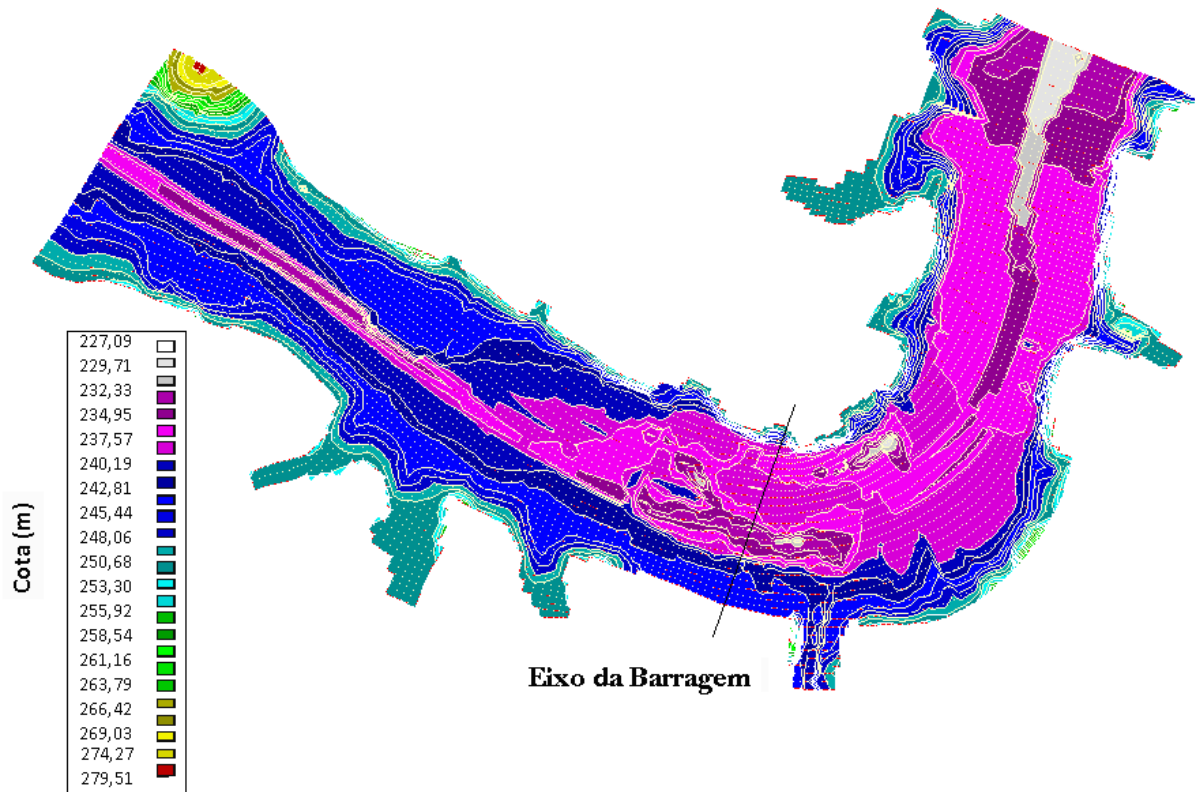
FIGURA 4.6 – DISTRIBUIÇÃO DE DADOS BATIMÉTRICOS



A interpolação dos dados batimétricos para os pontos de grade foram realizados por métodos de interpolação aplicados de acordo com o módulo Delft3D-QUICKIN. Este permite a aplicação de três diferentes métodos de interpolação.

Devido ao tamanho e geomorfologia da área de estudo o processo de interpolação pôde ser realizado com a definição de apenas um polígono englobando todo o domínio, sendo os métodos de interpolação triangular, média entre células adjacentes e difusão interna empregados de maneira subsequente. Em áreas com densa quantidade de dados, foi utilizado o método “grid cell averaging” que calcula a média dos valores para os pontos de grade e em áreas onde as informações de batimetria são mais escassas foi aplicado o método de interpolação triangular. A Figura 4.7 apresenta a batimetria final da área de estudo após interpolação na grade numérica.

FIGURA 4.7 – BATIMETRIA (m)



4.6 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

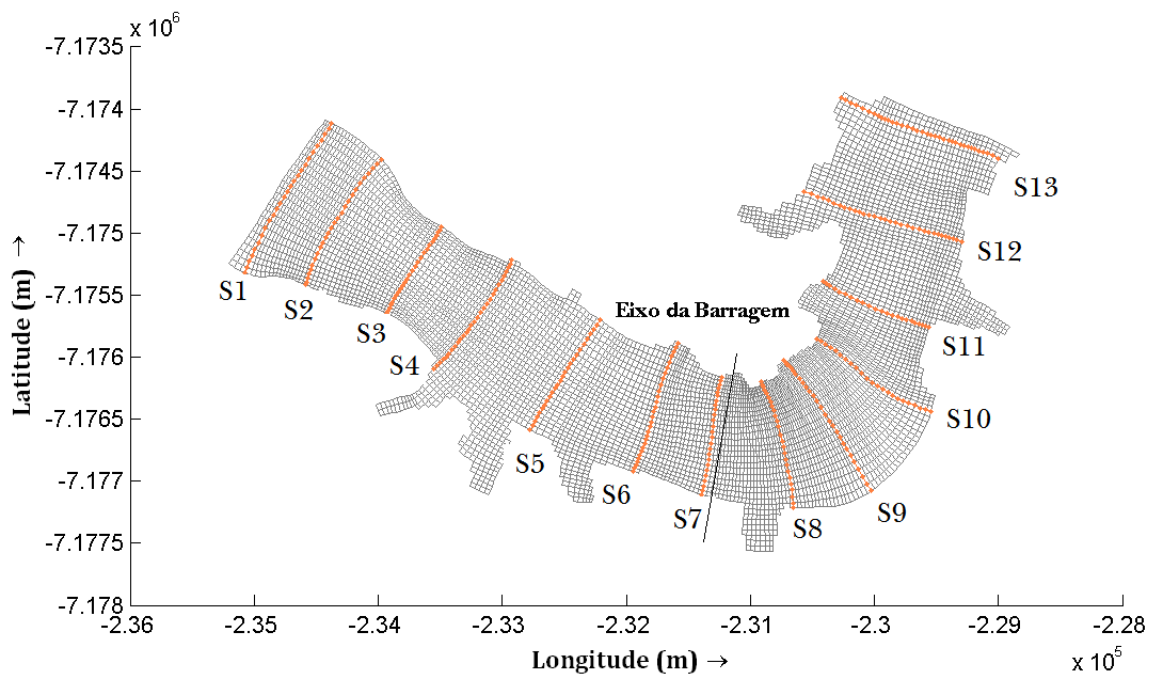
De acordo com a metodologia apresentada por TOBÓN (2002) e HERRLING (2003) a análise de sensibilidade é realizada para alguns parâmetros do sistema e utilizada no processo de validação do modelo.

O objetivo do estudo de sensibilidade do modelo é conhecer o seu comportamento global e sua resposta frente a mudanças dos parâmetros físicos e numéricos. A variação dos parâmetros deve ser feita dentro de um intervalo real. O efeito destas mudanças se verifica para os níveis de água e as velocidades do fluxo com pontos de monitoramento distribuídos na área total do estudo. A análise de sensibilidade permite fixar os valores dos parâmetros numéricos que se devem utilizar para que o comportamento do modelo se considere adequado (SOTO, 2004).

Os resultados foram analisados para verificação da sensibilidade do modelo em relação às variações das condições de contorno, dos parâmetros numéricos e dos parâmetros físicos. As condições de contorno incluem a utilização de dados de estudo anterior em modelo unidimensional (HEC-RAS). Os parâmetros numéricos incluem a resolução da grade computacional e mudanças no intervalo de tempo de discretização do modelo. Os parâmetros físicos incluem rugosidade do fundo, viscosidade turbulenta, variação de vento (intensidade e direção) e contribuição dos tributários.

As análises de sensibilidade consistiram na verificação das diferenças nos níveis de água ao longo do canal obtidos no modelo Delft3D comparadas entre si e comparadas a estudos anteriores em modelo unidimensional (HEC-RAS), para obtenção da melhor representatividade. Para isso foram monitoradas, velocidade e nível de água, em 13 seções ao longo do modelo. A Figura 4.8 mostra as seções de monitoramento.

FIGURA 4.8 – SEÇÕES DE MONITORAMENTO DE NÍVEL DE ÁGUA E VELOCIDADES AO LONGO DO MODELO



4.6.1 Resolução da grade numérica

Para esta análise foram elaboradas três grades numéricas de diferentes resoluções. Os dados batimétricos foram interpolados para os pontos de cada grade através dos mesmos métodos e os passos de tempo foram ajustados para obter números de Courant próximos (Tabela 4.2).

Quando o número de Courant é muito alto, podem ser produzidas instabilidades no cálculo computacional. É sugerido que este seja mantido em valores inferiores a $4\sqrt{2}$ em áreas onde as linhas de grade não são paralelas às margens, sendo aceitáveis valores de Courant máximo em torno de 10 (Equação 4.1) (TORO ¹, 1994 *apud* TOBÓN, 2002).

TABELA 4.2 – DADOS DAS DIFERENTES GRADES.

	Resolução (m)	Resolução média (m)	Nº de células	Passo de tempo (min)	Máximo nº de Courant
Grade 1	6 - 27	15	26219	0,05	5,28
Grade 2	14 - 52	24	6592	0,1	10,57
Grade 3	32 - 101	52	1560	0,25	26,42

$$C = 2\Delta t \sqrt{gh\left(\frac{1}{\Delta x^2} + \frac{1}{\Delta y^2}\right)} \quad (4.1)$$

Onde:

Δt = intervalo de tempo;

g = aceleração da gravidade;

h = profundidade;

Δx = tamanho da célula na direção M;

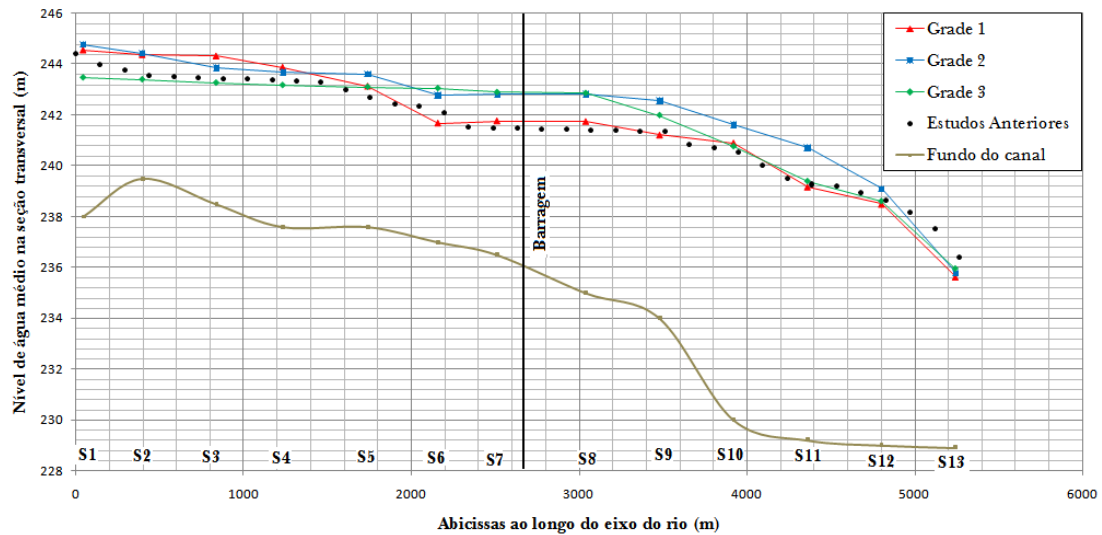
Δy = tamanho da célula na direção N

A Figura 4.9 ilustra as diferenças de nível de água obtidas para diferentes resoluções de grade. A simulação demonstrou certa diferença entre níveis de água obtidos para

¹Toro, F.M., **Verification of the CCHE - 3D Hydrodynamic Model for Open Channel Flow**. Mississipi, 1994. Ph. D. Dissertation, The University of Mississippi.

cada resolução de malha. Isto, muito provavelmente, porque há influência da batimetria que para cada resolução de malha gera uma batimetria com algumas diferenças.

FIGURA 4.9 – NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - $Q = 941\text{m}^3/\text{s}$ E $n = 0.02 - 1.0$



Uma comparação entre grades, possível de ser realizada, é através do cálculo do volumes de água abaixo de um nível de referência especificado, que no caso foi a cota 240,00 m. Diferentes níveis de referência não devem produzir grande diferença na comparação dos volumes. As diferenças volumétricas devidas às diferentes resoluções de grade mostram que uma resolução de grade mais fina conduz a um volume reduzido. Segundo HERRLING (2003) diferenças de volume relativos acima de 3,5% são considerados grandes, as diferenças encontradas não chegaram a 1,60%, concluindo que as grades estão representando satisfatoriamente os pontos batimétricos (Tabela 4.3).

TABELA 4.3 – COMPARAÇÃO DOS VOLUMES DAS GRADES

	Resolução (m)	Volume (m ³)	Volume em relação à Grade 1 (%)
Grade 1	6 - 27	6036350	0,00
Grade 2	14 - 52	6089720	-0,88
Grade 3	32 - 101	6130020	-1,55

Para continuação deste trabalho a grade a ser utilizada é a de resolução intermediária, grade 2 (14 - 52 m), pela menor diferença de volume e por consumir um tempo computacional menor em relação a grade mais refinada (Grade 1).

4.6.2 Passo de tempo de integração

O passo de tempo de integração determina o tempo de cálculo da discretização temporal do modelo e é definido com base no número de Courant (Equação 4.1).

A análise de intervalo de tempo é realizada para identificar o seu melhor valor para discretização temporal das simulações, não comprometendo os resultados do modelo, porém sendo suficientemente grande para fazer as simulações em um tempo computacional aceitável.

A Tabela 4.4 mostra os três diferentes passos de tempo de integração testados e os máximos números de Courant obtidos na grade numérica. Para o intervalo de tempo de 0,25 minuto o número de Courant ficou acima do aceitável, porém não ocorreram instabilidades no cálculo computacional.

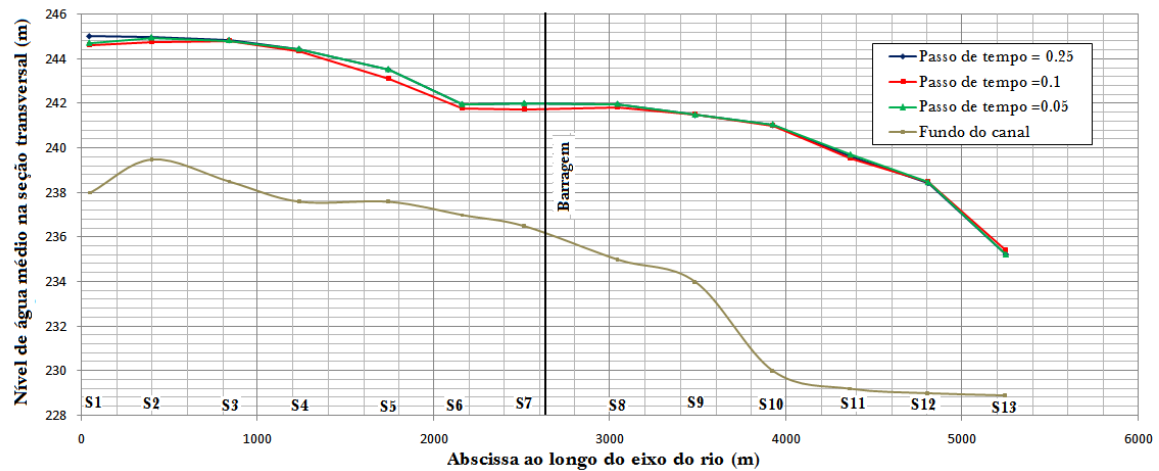
TABELA 4.4 – DADOS DOS DIFERENTES PASSOS DE TEMPO DE INTEGRAÇÃO

Simulação	Passo de tempo	Máximo n° de Courant	Tempo de Simulação
1	0,05 min.	5,28	142 min.
2	0,1 min.	10,57	57 min.
3	0,25 min.	26,42	25 min.

Como mostrado na Figura 4.10 o modelo não demonstrou grande sensibilidade aos intervalos de tempo de discretização testados, sendo que todos os intervalos de tempo resultaram em níveis de água similares. A implantação do modelo foi feita em um computador com processador Intel Xeon de 3.06GHz. A utilização do passo de tempo de 0,05 minuto ocasiona em um gasto computacional e o de 0,25 minuto possui o número de Courant acima do aceitável, podendo causar instabilidades computacionais. Assim, para

as simulações a serem realizadas o intervalo de tempo utilizado é de 0,1 minuto, que no modo barotrópico (2DH) consome 57 minutos de máquina para simular 48 horas.

FIGURA 4.10 – COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES PASSOS DE TEMPO - VAZÃO $941m^3/s$ e MANNING $n = 0,025$



4.6.3 Condições de Contorno

As condições de contorno utilizadas foram obtidas através de dados de estudos anteriores feito em modelo unidimensional. Este estudo forneceu dados de vazão e nível de água ao longo do domínio simulado.

Realizar testes para avaliar a melhor condição de contorno aberto é importante para representar com precisão a realidade da hidrodinâmica da região de interesse.

Na análise de sensibilidade a esse parâmetro foram realizadas simulações com diferentes dados de condição de contorno do modelo tanto a montante quanto a jusante. Foram feitas simulações com quatro sugestões de contorno. Dispondo somente de vazão e nível de água para testar a condição de contorno estes foram combinados nas simulações para analisar o comportamento do modelo. A Tabela 4.5 ilustra as características das simulações realizadas para sensibilidade do modelo às condições de contorno.

TABELA 4.5 – CONDIÇÕES DE CONTORNO ADOTADAS NAS SIMULAÇÕES

Simulação	Condição de contorno		Nível de água inicial (m)	Estabilidade
	Montante	Jusante		
1	vazão	vazão	240,00	não
2	nível	vazão	240,00	não
3	nível	curva de descarga	240,00	sim
4	vazão	curva de descarga	240,00	sim

FIGURA 4.11 – COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE AS DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONTORNO - VAZÃO $941\text{m}^3/\text{s}$ e MANNING $n = 0,025$ 

Observou-se nas simulações onde o nível de água ou curva descarga é a condição de contorno de jusante do modelo apresenta resultados similares aos obtidos no modelo unidimensional (ver Figura 4.11). Já para situações onde a vazão era a condição de contorno de jusante ao invés da condição de montante, o modelo não consegue estabilizar a simulação uma vez que em escoamentos fluviais o controle situa-se a jusante. Na tentativa de obter a estabilização foi estendido o período de simulação em 24 horas, mas ainda assim o modelo não conseguiu estabilizar. O nível de água continuou aumentando com o passar do tempo como apresentando na Figura 4.12, que mostra um ponto de monitoramento da malha. A velocidade no ponto de monitoramento oscilou sem conseguir convergir (ver

Figura 4.13). Estes resultados provam que o modelo é capaz de simular um escoamento fluvial cujo controle está a jusante.

FIGURA 4.12 – SÉRIE TEMPORAL DE MEDIÇÕES DE NÍVEL DE ÁGUA EM UM PONTO MONITORADO DA MALHA

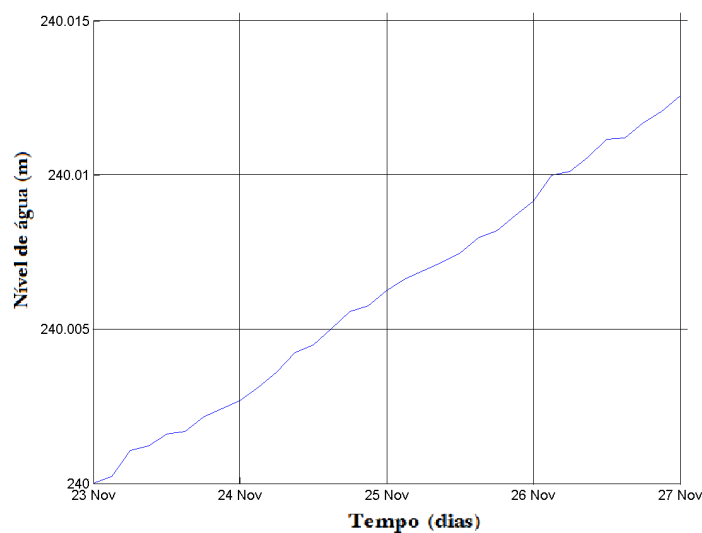
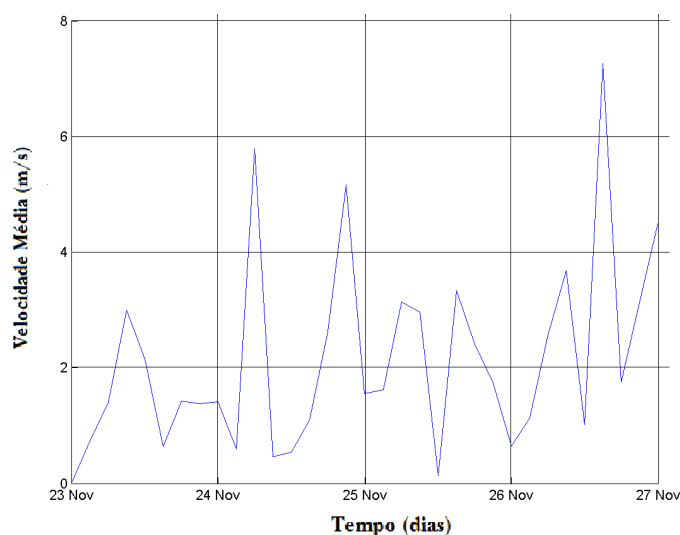


FIGURA 4.13 – SÉRIE TEMPORAL DE MEDIÇÕES DE VELOCIDADE EM UM PONTO MONITORADO DA MALHA



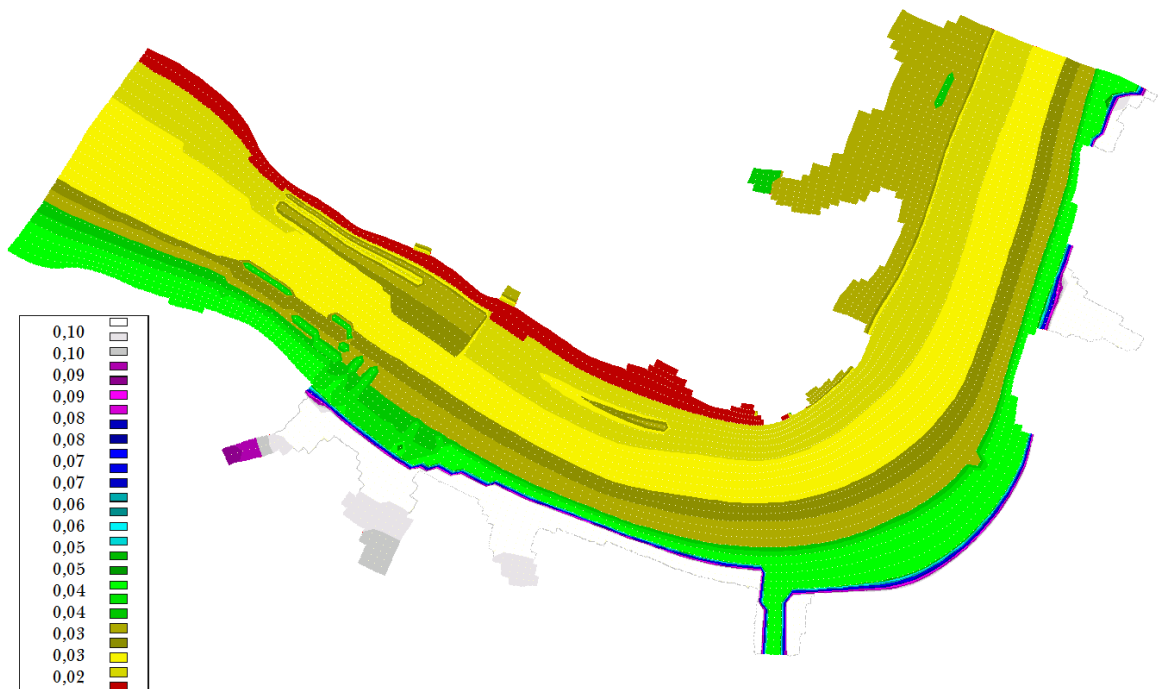
4.6.4 Efeito da rugosidade de fundo

Nas simulações computacionais, os efeitos da rugosidade de fundo sobre os níveis de água são simulados através da variação dos coeficientes de rugosidade. Nas simulações

realizadas neste trabalho foi adotada a rugosidade representada pelo coeficiente Manning (n).

Diversos coeficientes de Manning foram testados, tanto rugosidade uniforme ao longo do canal como também com rugosidade variável (Figura 4.14). Os coeficientes foram escolhidos através da análise de fotos aéreas do local. As características das simulações em relação à rugosidade de fundo estão representadas na Tabela 4.6.

FIGURA 4.14 – REPRESENTAÇÃO DA MALHA DE COEFICIENTE DE RUGOSIDADE DE MANNING VARIÁVEL

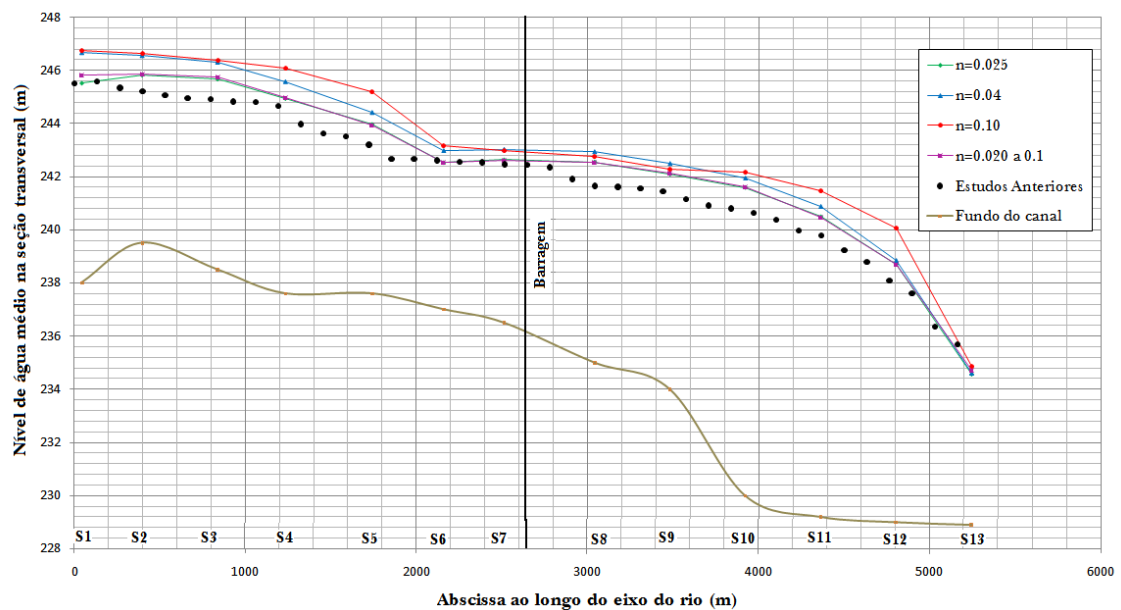


Nos resultados obtidos ao longo do canal para os diferentes pontos de monitoramento verificou-se uma clara dependência entre o valor da rugosidade de fundo e os resultados dos níveis calculados pelo modelo.

A sensibilidade do modelo em relação à rugosidade de fundo está representada na Figura 4.15 através da comparação entre os níveis de água monitorados ao longo do canal e estudos anteriores em modelo unidimensional.

TABELA 4.6 – COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DO FUNDO ADOTADOS NAS SIMULAÇÕES

Simulação	$n ((m^{-1/3}/s))$	$k (m)$
1	0,1	244,14
2	0,04	1,00
3	0,01	0,00024
4	0,02 a 0,1	0,0156 a 244,14
5	0,025	0,06

FIGURA 4.15 – COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES COEFICIENTES DE RUGOSIDADE DO FUNDO (MANNING) - VAZÃO $2000m^3/s$ 

Percebe-se que o modelo foi muito sensível à mudança de rugosidade de fundo da região, fato destacado principalmente devido a determinados coeficientes de rugosidade causarem instabilidades próximas ao contorno aberto do domínio. Desta forma, conclui-se que o modelo foi sensível à rugosidade do fundo e que o coeficiente de Manning variável ($n=0,02$ a $0,1$) produziu menores níveis residuais para o período simulado. Esse valor foi utilizado nos demais testes de sensibilidade, calibração e validação do modelo.

4.6.5 Efeito da viscosidade turbulenta

Quando um fluido está em movimento turbulento, parcelas de água são trocadas entre diferentes camadas, resultando em uma fricção interna maior que a causada pela

troca de moléculas individuais, determinando a viscosidade turbulenta (Eddy viscosity). A viscosidade turbulenta é uma parametrização para o fluxo de quantidade de movimento turbulento (tensão de Reynolds) que funciona razoavelmente bem quando apenas pequenos vórtices estão presentes. Vórtices turbulentos na camada superficial atuam como um mecanismo de engrenagem que transmite movimento da superfície para níveis mais profundos (RIBAS, 2004).

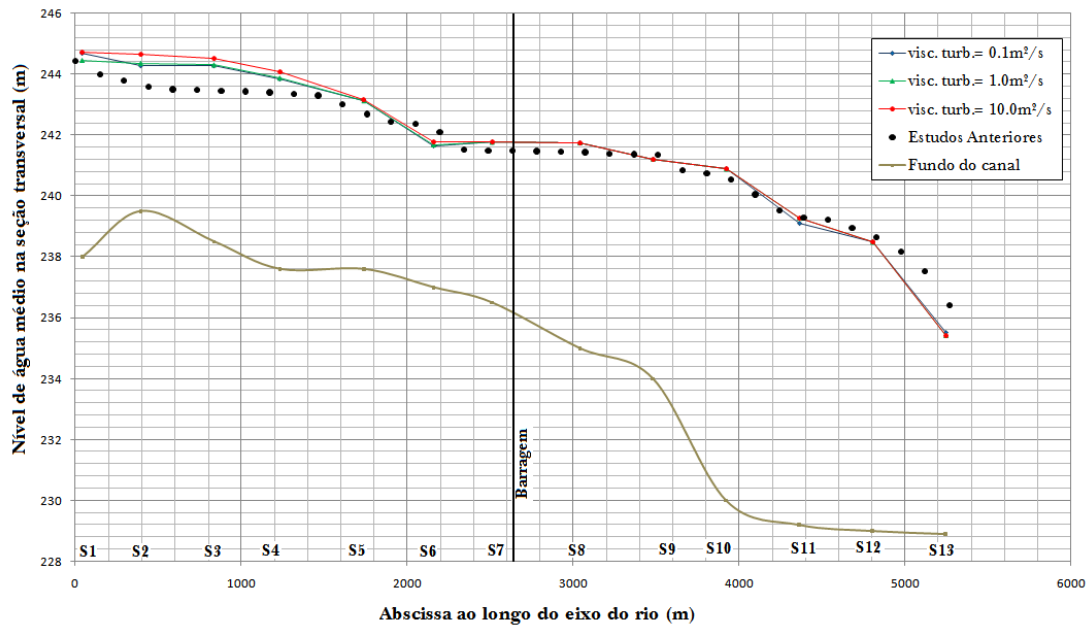
A magnitude da viscosidade turbulenta depende de quão bem estratificada está a coluna de água. Se a coluna de água estiver bem misturada e, portanto quase homogênea, a densidade varia pouco com a profundidade e a toda a coluna de água será facilmente atingida pela viscosidade turbulenta. Se a coluna de água for muito estratificada e com isso a densidade aumentar rapidamente com a profundidade, a situação é estável e a mistura turbulenta é suprimida.

No modelo, a viscosidade turbulenta é definida numa escala muito maior do que a viscosidade molecular da água e seu valor na horizontal dependem do fluxo simulado e do tamanho da grade utilizada. Para grades mais detalhadas com melhor resolução, os valores da viscosidade turbulenta devem ser mantidos entre aproximadamente 1,0 e 10,0 $m^2.s^{-1}$. Coeficientes de 0,1, 1,0, 5,0 e 10,0 $m^2.s^{-1}$ foram utilizados nos testes de sensibilidade quanto à viscosidade turbulenta. A Tabela 4.7 mostra os coeficientes de viscosidade turbulenta utilizados nas simulações e a Figura 4.16 mostra a comparação entre os níveis observados e os resultados obtidos através dos testes de sensibilidade da viscosidade turbulenta para os diferentes coeficientes.

TABELA 4.7 – COEFICIENTES DE VISCOSIDADE TURBULENTA ADOTADOS NAS SIMULAÇÕES

Simulação	Viscosidade Turbulenta ($m^2.s^{-1}$)
1	0,1
2	1,0
3	5,0
4	10,0

FIGURA 4.16 – COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS DIFERENTES COEFICIENTES DE VISCOSIDADE TURBULENTE TESTADOS - VAZÃO $941\text{m}^3/\text{s}$ e MANNING $n = 0,025$



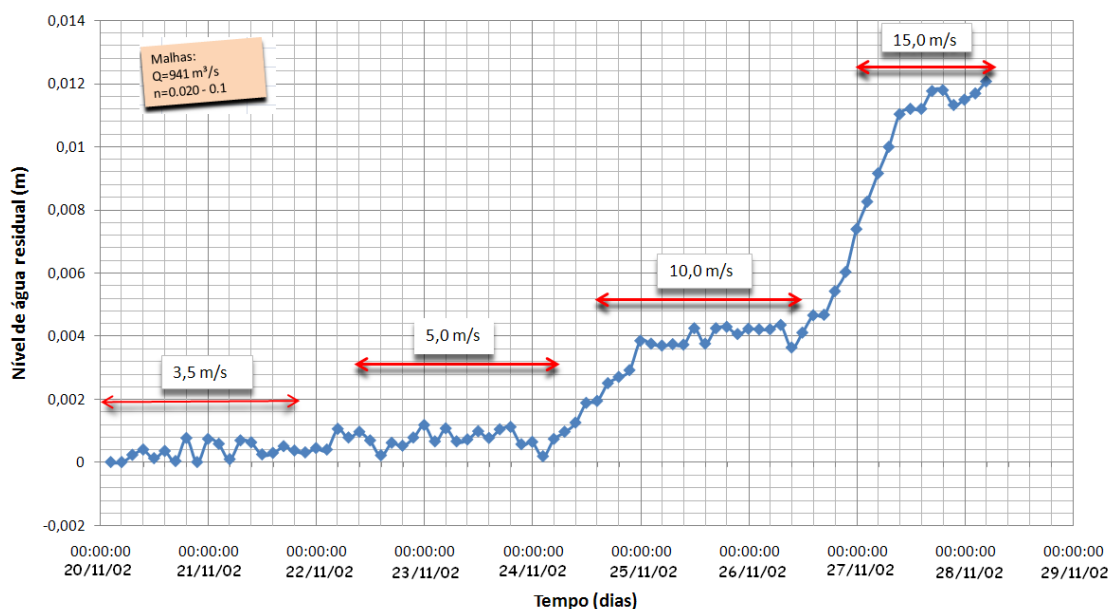
O modelo apresentou certa sensibilidade à mudança do coeficiente de viscosidade turbulenta, especialmente para o valor $10,0\text{ m}^2.\text{s}^{-1}$, para as primeiras seções monitoradas, porém ao longo do canal e principalmente na região de interesse não apresenta grande sensibilidade a este parâmetro. O coeficiente de $1,0\text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ foi escolhido para dar continuidade às simulações.

4.6.6 Efeito de vento

O vento agindo sobre corpos de água transfere energia para as camadas de água superficiais sendo que parte desta energia é utilizada para a geração de ondas de gravidade e parte para geração de fluxos superficiais. Quanto maior for a magnitude do vento, maior será a tensão de cisalhamento, e maior será a corrente superficial gerada. O efeito da tensão de cisalhamento do vento é transmitido para as camadas de água inferiores como resultado da fricção interna determinada pela viscosidade turbulenta. Ventos locais podem gerar ou alterar fluxos, induzir oscilações de níveis e até mesmo criar empilhamento, sendo estes efeitos mais expressivos em corpos de água semifechados ou fechados (RIBAS, 2004).

Dois campos de vento diferentes foram considerados para análise de sensibilidade do efeito do vento no padrão hidrodinâmico da região de estudo: ventos provenientes de sudeste (135°) e sudoeste (225°). Para facilitar a estabilização do modelo os ventos foram inseridos com uma intensidade crescente de $3,5$ até 15 m/s nas primeiras 24 horas e mantidos nessa intensidade de 15 m/s no restante do tempo de simulação (período total das simulações: 20/11/2002 00:00h até 29/11/2002 0:00h). A intensidade de 15 m/s foi adotada para uma maior percepção das variações do padrão hidrodinâmico durante a análise de sensibilidade. A Figura 4.17 mostra o nível de água residual das simulações com e sem a forçante vento.

FIGURA 4.17 – COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA ENTRE OS CAMPOS DE VENTO TESTADOS



Ventos da ordem de 15 m/s não são encontrados na região de estudo onde a máxima considerada é de $4,2\text{ m/s}$. Mas esta simulação apresentada na Figura 4.17 mostra que o modelo apresenta sensibilidade ao parâmetro vento.

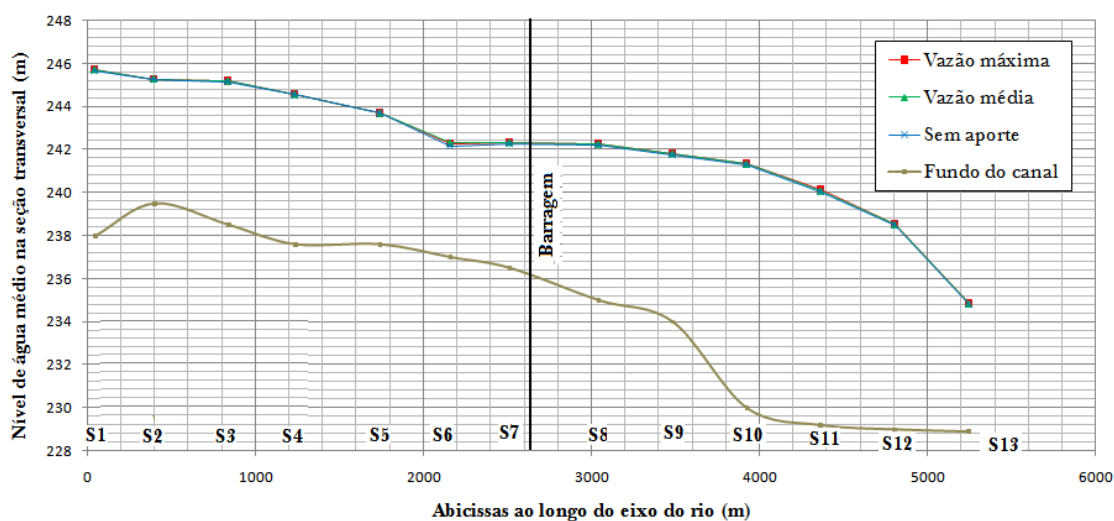
4.6.7 Efeito de aporte de tributários

O aporte de tributários de água doce e às vezes com temperatura diferente do corpo de água receptor, pode gerar grande variabilidade nos fluxos predominantes, de-

pendendo da vazão de entrada no mesmo. Períodos de chuvas de grande intensidade aumentam a vazão dos rios e conseqüentemente um maior efeito pode ser observado devido à maior contribuição dentro do corpo de água receptor.

Dois cenários diferentes foram considerados para análise de sensibilidade do efeito da contribuição de tributários no padrão hidrodinâmico da região de estudo. Estes cenários foram diferenciados pela forçante utilizada, sendo efetuadas simulações com as vazões médias e vazões máximas anuais disponíveis para rio Gonçalves Dias o único rio que aparece no domínio modelado. Como apresentado na Figura 4.18 o modelo não apresenta sensibilidade a este rio, visto que a relação entre a vazão afluente do rio Gonçalves Dias e o rio Iguaçu é de 0,42%.

FIGURA 4.18 – COMPARAÇÃO DE NÍVEIS DE ÁGUA PARA A ANÁLISE DE SENSIBILIDADE DO EFEITO DA CONTRIBUIÇÃO DE TRIBUTÁRIOS - VAZÃO $941\text{m}^3/\text{s}$ e MANNING $n = 0,025$



4.7 CALIBRAGEM

A calibração é o processo no qual os parâmetros físicos do modelo são ajustados dentro de limites fisicamente aceitáveis, para assegurar que as simulações representem

com precisão o caso específico de estudo (GERRITESSEN *et al.*², 1995 *apud* TOBÓN, 2002).

Para a calibração de modelos hidrodinâmicos através da utilização da batimetria e topografia é imprescindível que se tenha um modelo digital do terreno construído com dados batimétricos e topográficos de alta resolução e boa qualidade.

Tais dados nem sempre estão disponíveis, sendo que normalmente os trabalhos são realizados sob campos digitais construídos com dados batimétricos pontuais, coletados em uma única campanha, ou espaçados dentro do domínio modelado, porém, coletados em campanhas realizadas em diferentes épocas, resultando em variações na morfologia de fundo e na batimetria em períodos de tempo relativamente curtos, o que dificulta a inclusão de informações topobatimétricas no processo de calibração de um modelo hidrodinâmico.

De acordo com ROSMAN (2001) os seguintes pontos conceituais definem uma metodologia adequada para o processo de calibração de um sistema de modelos de hidrodinâmica: verificar as escalas características dos fenômenos de interesse; verificar se a geometria do domínio de interesse está adequadamente representada; verificação das condições contornos; verificação da correta simulação das variações dos níveis de água; e finalmente as correções necessárias para calibrar o campo de velocidades devem ser obtidas através de ajustes nos parâmetros de turbulência do modelo hidrodinâmico.

Desta forma, não estando disponíveis dados realmente precisos de nível de água e velocidade, apenas a batimetria e a rugosidade do fundo foram utilizadas para a calibração. A condição de contorno, para ser utilizada durante a calibração, foi avaliada criteriosamente durante a análise de sensibilidade (item 4.6).

²GERRITESSEN, H., VRIES, J. de, PHILIPPART, M., 1995. **The Dutch Continental Shelf Model**. Quantitative Skill Assessment for Coastal Ocean Models, Coastal and Estuarine Studies, Vol.48

Durante a calibragem com base nos resultados das análises de sensibilidade (condições iniciais e de contorno, parâmetros físicos e numéricos) (Tabela 4.8), as simulações foram realizadas para o período de 23/08/2002 00:00 a 25/08/2002 00:00.

TABELA 4.8 – PARÂMETROS UTILIZADOS NAS SIMULAÇÕES

Parâmetro	Valor
Condições de contorno	Curva-chave
Aceleração da gravidade	9,81 m/s ²
Densidade da água	1000 kg/m ³
Viscosidade turbulenta	1 m ² /s
Rugosidade	n = 0,02 a 0,1 m ^{-1/3} s
Intervalo de tempo	0,1 min.
Vazões de rios	Gonçalves Dias 4 m ³ /s

Os pontos de monitoramento na calibragem foram confrontados com os níveis de água registrados nos pontos medidos através de réguas limnimétricas a jusante do futuro barramento. Foram feitas leituras de régua no período de 17 de julho de 2002 a 17 de agosto de 2002. A Figura 4.19 mostra a localização destas réguas.

Foram executadas medições de descarga líquida e leituras de régua em uma seção do rio Iguaçu localizada 17,8 km a montante do local medido. Para o transporte dessas vazões para a seção, considerou-se representativa uma vazão incremental, estimada em 40 m³/s, com base na média das medições de vazão realizadas no rio Capanema (17,8 km a montante). Como o nível de água varia consideravelmente ao longo do dia, associou-se a vazão transposta às leituras da régua mais próxima ao horário da medição.

Os resultados estão representados nas Figuras 4.20, 4.21 e 4.22 através da comparação entre os níveis registrados pelas réguas e modelados. Alguns testes estatísticos foram realizados (média, desvio padrão e erro quadrático médio) e seus resultados compõem a Tabela 4.9. Os níveis residuais são as diferenças obtidas entre os os níveis de água medidos e os calculados.

FIGURA 4.19 – LOCALIZAÇÃO DAS RÉGUAS INSTALADAS

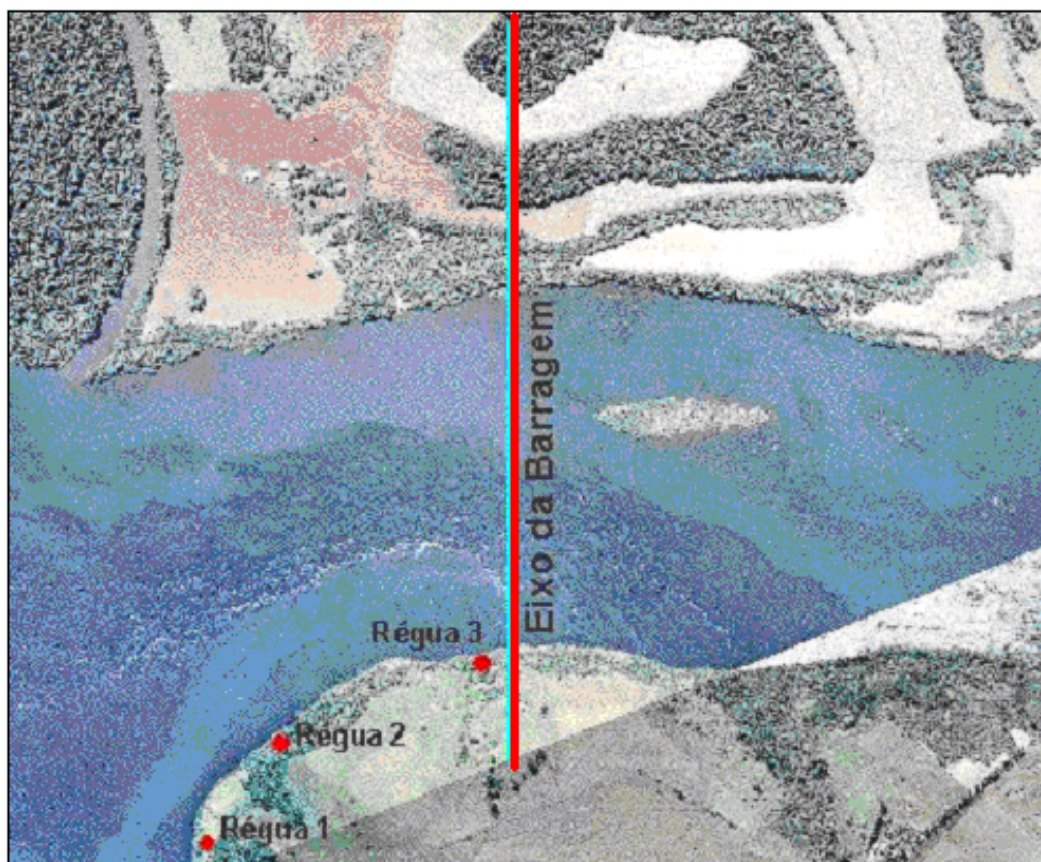


TABELA 4.9 – RESULTADOS ESTATÍSTICOS ENTRE OS NÍVEIS RESIDUAIS TESTADOS NA CALIBRAGEM

Nível (m)	Régua 1	Régua 2	Régua 3
Média	0,2498	0,5562	0,0551
Desvio Padrão	0,2400	0,5559	0,1171
Erro quadrático médio	1,5801	0,7270	0,3507
Coefficiente de variação (%)	96,07	99,95	212,50

As simulações apresentaram bons resultados, os pontos nível de água monitorados seguiram o padrão dos pontos observados. A diferença mais significativa foi na Régua 2 apresentando uma diferença grande no nível residual.

Na Régua 3, no entanto, não houve diferença significativa entre os níveis residuais testados, produzindo um nível residual médio de 0,06 m. Ou seja, foi o ponto que indicou melhores resultados quanto ao desvio padrão e erro quadrático médio. Os resultados apresentados nas Régua 1 e 2 merecem uma verificação mais aprofundada, já que estas

FIGURA 4.20 – NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 1) DURANTE A CALIBRAGEM

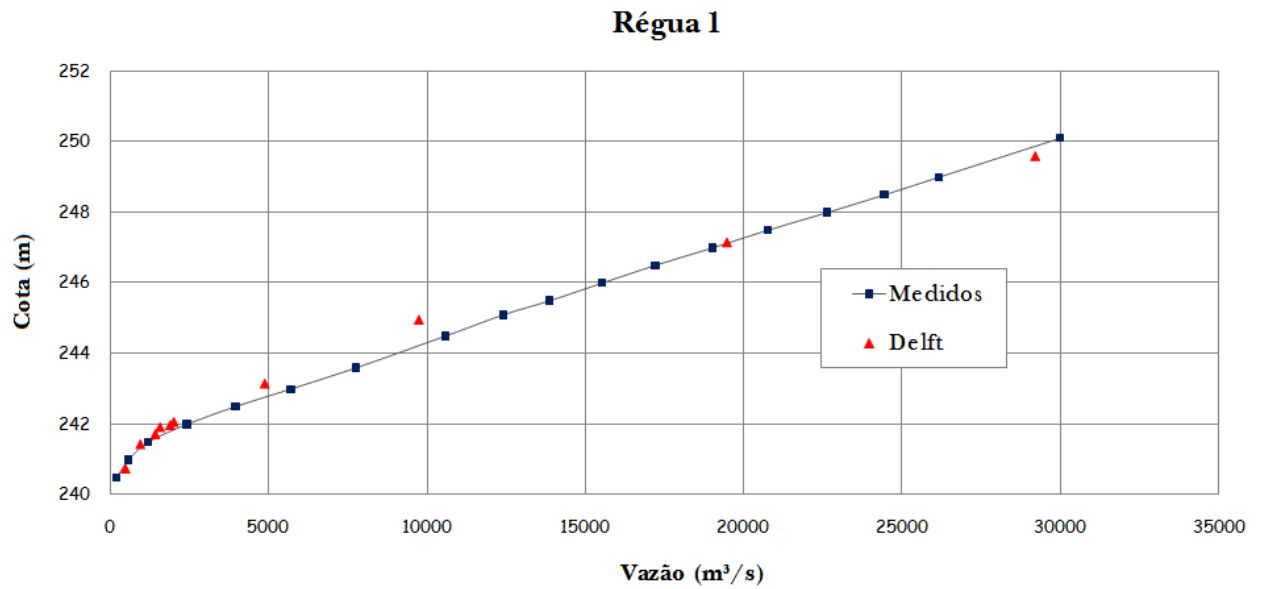
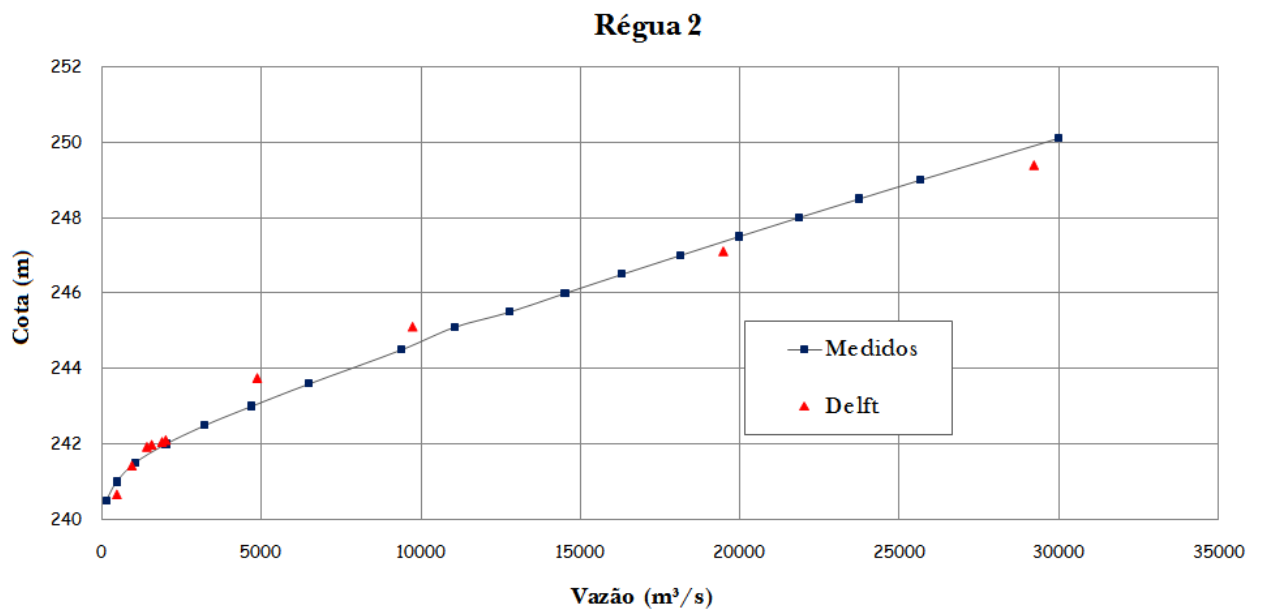
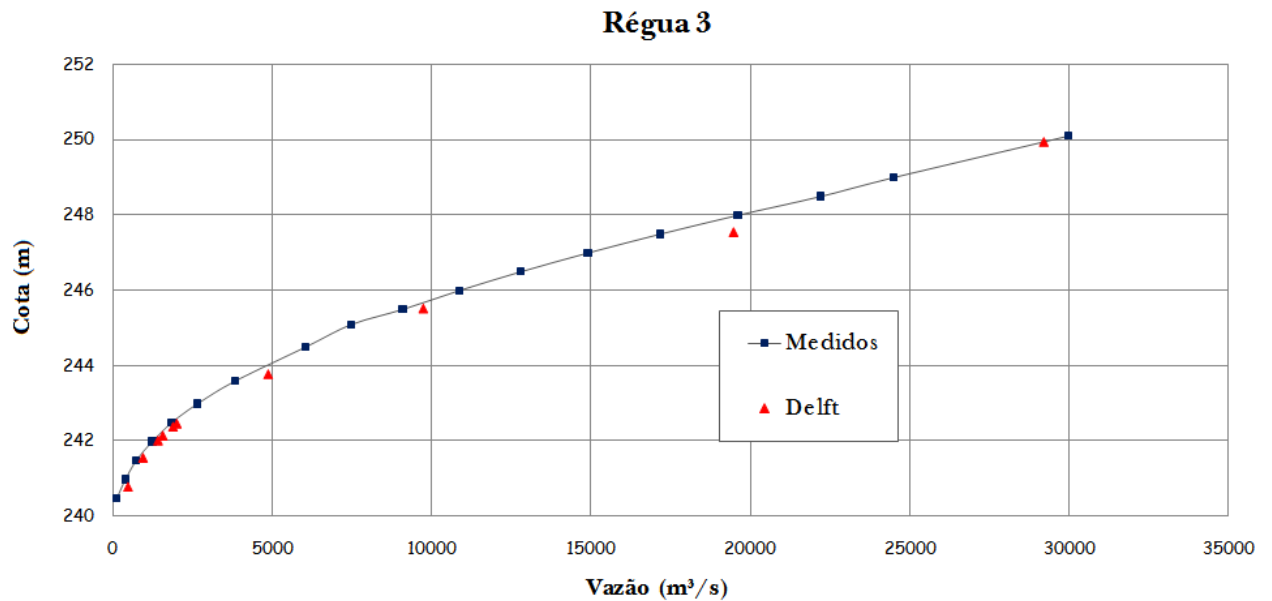


FIGURA 4.21 – NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 2) DURANTE A CALIBRAGEM



diferenças podem ser causadas por influência da batimetria ou pelo ponto monitorado no modelo estar em desconcontro ao medido no campo.

FIGURA 4.22 – NÍVEIS DE ÁGUA GERADOS NO PONTO DE MONITORAMENTO (RÉGUA 3) DURANTE A CALIBRAGEM



5 SIMULAÇÕES HIDRODINÂMICAS

A validação do modelo é a última etapa do desenvolvimento onde acontece a efetiva aplicação. Durante este processo não se alteram os parâmetros obtidos na etapa de calibragem já que o objetivo da validação é verificar a pertinência dos resultados do modelo. Neste capítulo é apresentada a aplicação dos coeficientes obtidos na calibragem para as simulações computacionais do arranjo do hipotético barramento.

5.1 VALIDAÇÃO

De acordo com DEE (1995)¹ *apud* TOBÓN (2002), a validação de um modelo computacional é o processo de formular e documentar a aplicabilidade e precisão dos resultados computacionais em relação aos seus propósitos, e do sistema natural que o mesmo representa.

¹Dee, D. P. **A pragmatic Approach to Model Validation.** American Geophysical Union. Quantitative Skill Assessment for Coastal Ocean Models, Coastal and Estuarine Studies, Vol. 47, 1-13. Washington, 1995.

Na etapa da validação, devem ser realizados experimentos computacionais para provar o modelo como um todo e não buscar erros isolados, resultando na representação da habilidade do modelo reproduzir os fenômenos reais. Durante este processo não se pode alterar os parâmetros do modelo obtidos na etapa da calibragem (TOBÓN, 2002).

O objetivo da validação é verificar os resultados do modelo para períodos de tempo diferentes dos utilizados na calibragem. Os dados de campo usados na calibragem não podem ser usados na validação (SARGENT, 1999; GERRITSEN *et al.*, 1995; DEE, 1995). Para avaliar a qualidade dos resultados do modelo em relação aos dados de campo utilizam-se os mesmos critérios de ajustes usados no processo de calibragem, tanto para os níveis de água, como para as velocidades e vazões totais (TOBÓN, 2002).

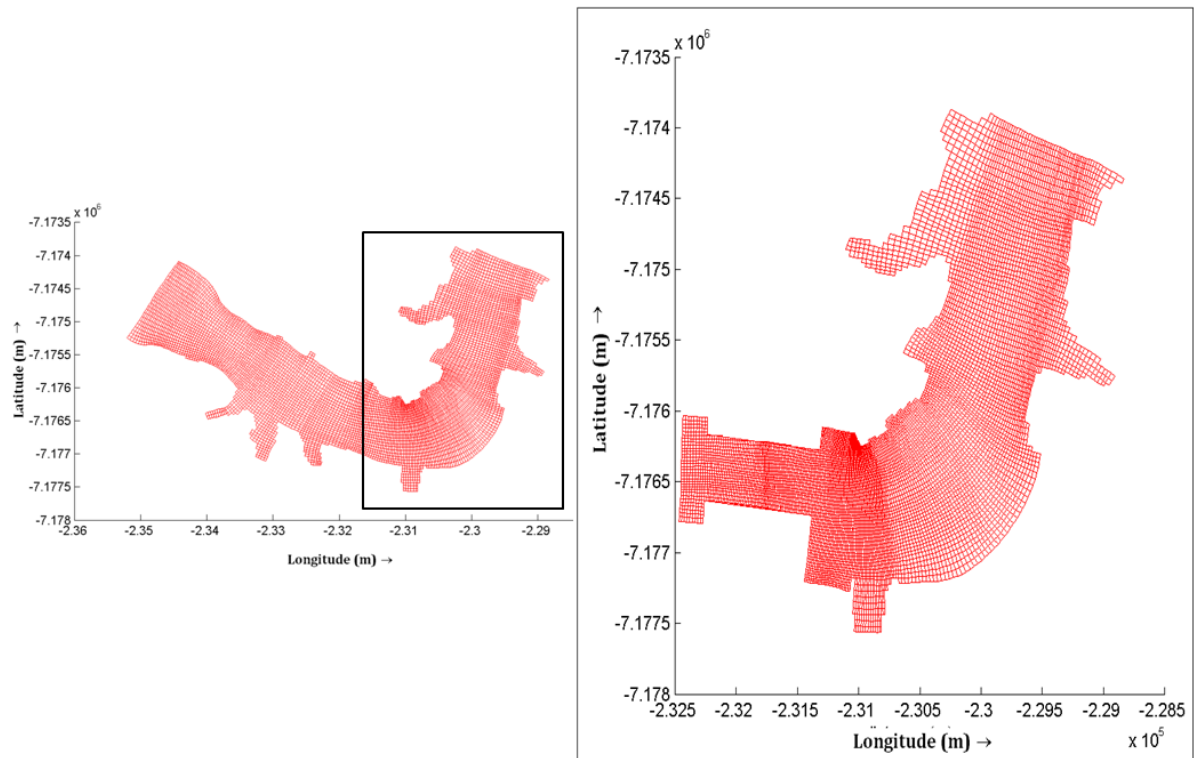
5.2 SIMULAÇÕES HIDRODINÂMICAS

Idealmente é necessário realizar levantamentos de vazão turbinada, vazão vertida, velocidades e níveis de água. Tendo em vista a não existência de uma base de dados e que esta é uma usina ainda em projeto foram testadas vazões médias obtidas do projeto básico UHE Baixo Iguaçu, para os Tempos de Recorrência de 10, 25, 50, 100 e 1000 anos.

5.2.1 Metodologia de implementação dos cenários

Com o modelo hidrodinâmico Delft3D calibrado, foram realizadas simulações para verificar as condições gerais do escoamento no trecho do rio Iguaçu logo a jusante da barragem. Para isso, desprezou-se a parte da grade a montante da área de interesse, como apresentado na Figura 5.1. Para a simulação do vertedouro foi necessário modificar a batimetria de forma que esta represente a declividade da estrutura, bem como estender a calha para que esta pudesse representar melhor o escoamento em planta (ver Figura 5.3).

FIGURA 5.1 – GRADE NUMÉRICA PARA VALIDAÇÃO

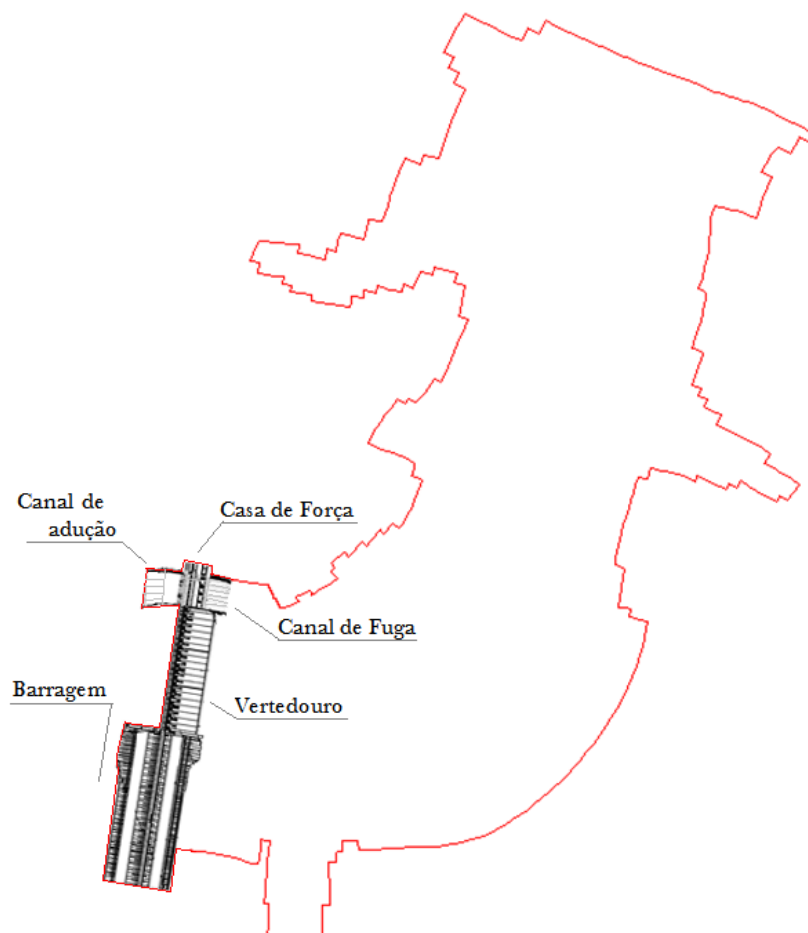


Os níveis que ocorrem no rio dependem da quantidade de água escoada em determinado momento. Esses níveis definem a queda entre duas seções e, conseqüentemente, a energia disponível para geração. O nível de montante do barramento é de fácil determinação, uma vez que depende basicamente do controle do vertedouro. Já o nível de jusante é dependente das condições fisiográficas do trecho de jusante do aproveitamento (SCHREIBER, 1977).

O objetivo da análise foi obter uma curva de descarga para o nível de jusante e verificar a capacidade do modelo em simular a dissipação da energia através de ressalto hidráulico. A visualização das linhas de corrente e magnitude das velocidades, podem auxiliar na definição de um posicionamento adequado para o canal de fuga.

A metodologia aplicada consistiu em simular uma calha de vertedouro extensa com um comprimento total de 950 metros que parte de um reservatório retangular de

FIGURA 5.2 – ESQUEMA PARA SIMULAÇÃO DO ARRANJO DA BARRAGEM.



650 metros de comprimento por 100 metros de largura (ver Figura 5.3), cuja inclinação é simulada através da batimetria.

Para a validação foram simulados os cenários listados na Tabela 5.1, considerando operação isolada do vertedouro de superfície. As vazões escolhidas para as simulações 1 a 5 são referentes aos Tempos de Recorrência de 10, 20, 50, 100 e 1000 anos. Para testar a capacidade do modelo em simular o ressalto hidráulico foi realizada uma simulação com a vazão de $16000 \text{ m}^3/\text{s}$ (TR=10 anos) e nível de jusante na cota 235,00 metros, ou seja, 5,0 metros abaixo da cota original. Este teste buscou mostrar a capacidade do modelo em simular a expulsão do ressalto quando o controle de jusante é modificado.

FIGURA 5.3 – CANAL QUE SUBSTITUI O VERTEDOURO

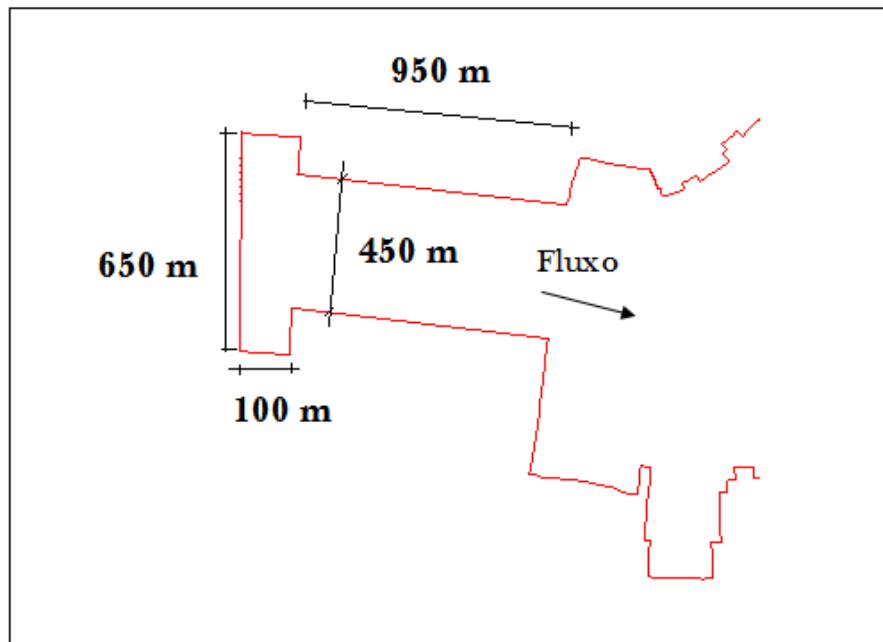
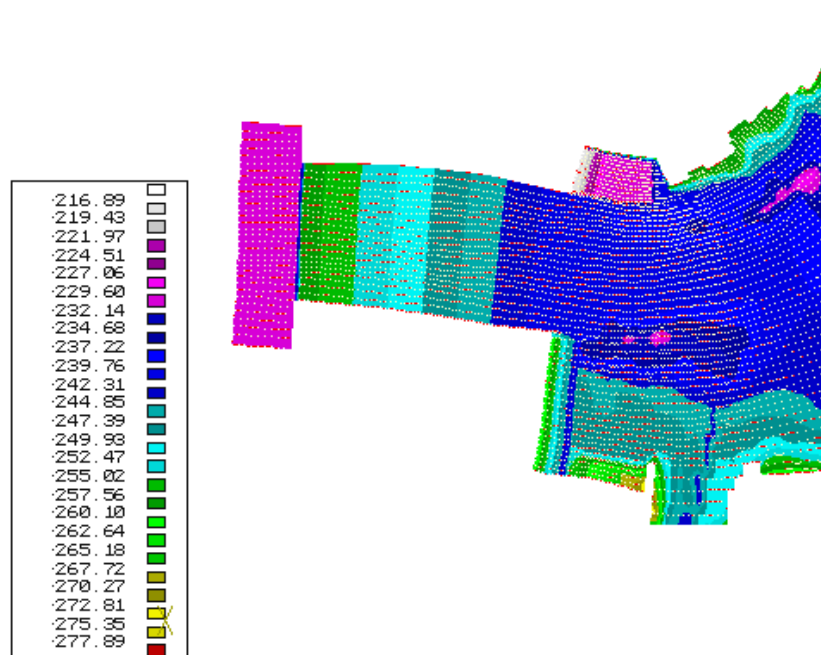


FIGURA 5.4 – INCLINAÇÃO DA CALHA.



Durante as simulações não foram fixadas a rugosidade e a inclinação da calha, pois houve a necessidade da modificação destas medidas para correção da instabilidade.

TABELA 5.1 – CENÁRIOS SIMULADOS

Simulação	- Vertedouro -			Inclinação da calha (m/m)	Coeficiente Manning (m ^{-1/3} /s)	Rugosidade k (m)
	TR anos	Vazão (m ³ /s)	NA Jusante (m)			
1	10	16000	240,00	0,02	0,020	0,0156
2	25	20000	240,50	0,01	0,020	0,0156
3	50	23800	241,00	0,01	0,026	0,0754
4	100	27000	242,00	0,01	0,026	0,0754
5	1000	38500	242,90	0,01	0,027	0,0946
Expulsão do Ressalto						
6	10	16000	235,00	0,02	0,020	0,0156

O modelo não conseguia trabalhar para situações onde há alta vazão e alta declividade na calha, daí a necessidade de modificar a inclinação e a rugosidade.

Para todas as simulações foram calculadas a variação da lâmina de água ao longo da calha através do método matemático conhecido como “Standard Step Method”. Considerando calha de seção retangular, a profundidade da lâmina de água foi calculada de tal forma que o escoamento uniforme ao longo da calha encontre-se plenamente desenvolvido. A energia dissipada, número de Froude e alturas conjugadas do ressalto hidráulico também foram calculadas para confrontar com os resultados fornecidos pelo modelo.

O “Standard Step Method” é uma metodologia que produz resultados satisfatórios mesmo sendo baseado em algumas premissas simplificadoras. As premissas adotadas no modelo são as seguintes: escoamento permanente; fluxo unidimensional; declividade da linha de energia é constante entre duas seções transversais e declividade do canal inferior a 1:10 (HENDERSON, 1966).

As mudanças no nível da linha d’água de uma seção transversal para outra são calculadas através da equação de energia (5.1) cuja representação gráfica é mostrada na Figura 5.5. As perdas de energia são estimadas pela equação de Manning (5.2).

$$z_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_f \quad (5.1)$$

Onde:

y_1 e y_2 = profundidades nas seções transversais;

z_1 e z_2 = cotas do fundo do canal;

v_1 e v_2 = velocidades médias;

α_1 e α_2 = coeficientes de velocidade;

g = aceleração da gravidade;

h_f = perda de energia.

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (5.2)$$

Onde:

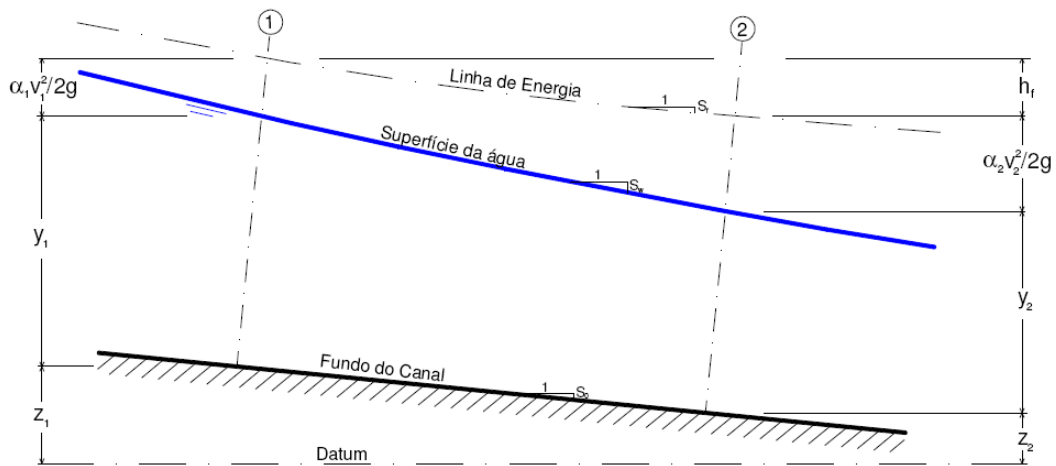
Q = vazão na calha;

n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R_h = raio hidráulico;

S_0 = declividade da calha;

FIGURA 5.5 – APLICAÇÃO DO PRINCÍPIO DA ENERGIA EM CANAIS



Para o cálculo da energia residual na base da calha foi utilizado o cálculo da profundidade conjugada a montante do ressalto hidráulico (h_1) utilizando-se a equação de Bélanger (5.3).

$$h_1 = \frac{h_2}{2} (\sqrt{1 + 8Fr_2^2} - 1) \quad (5.3)$$

A energia residual E_r do escoamento na base da calha foi calculada através da equação (5.4), considerando-se um coeficiente corretor da energia cinética α_1 igual a 1,0 e a profundidade h_1 calculada pela equação (5.3).

$$E_r = h_1 + \alpha_1 \frac{q_1^2}{2gh_1^2} \quad (5.4)$$

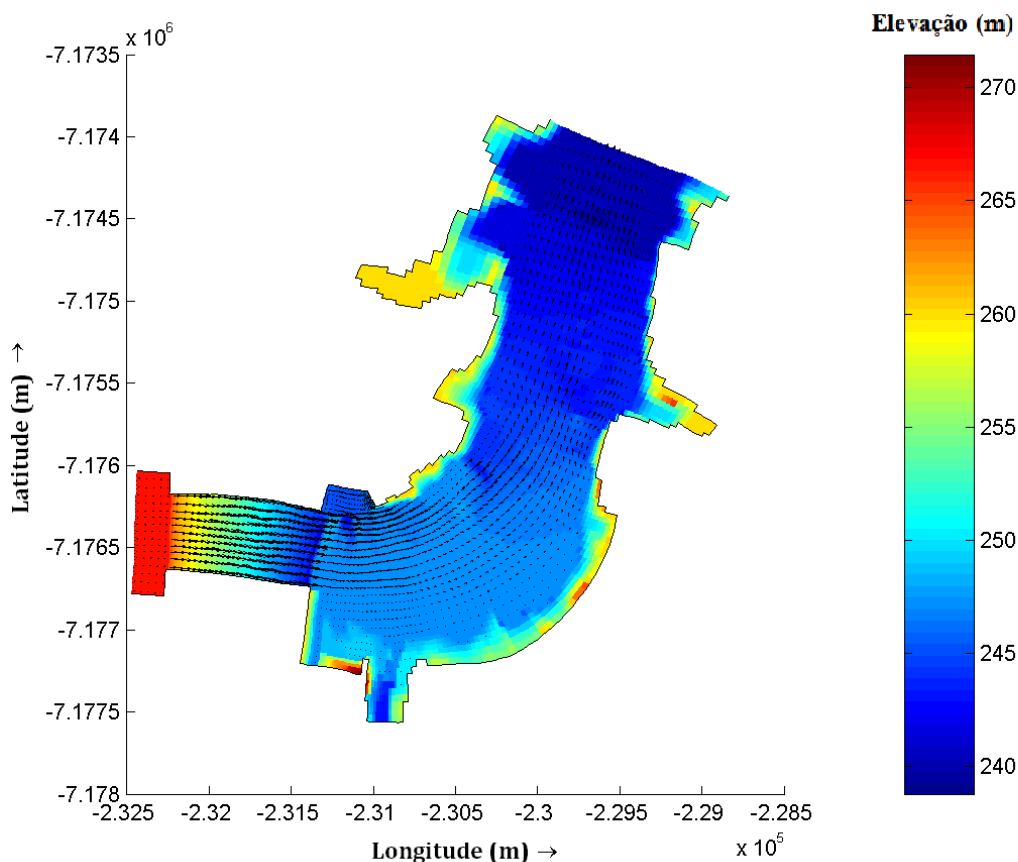
5.3 RESULTADOS

As simulações 1 a 6 contemplaram a operação isolada do vertedouro, tendo em vista que o evento de vertimento é o que oferece casos de escoamento mais interessantes a jusante da barragem. Foram escolhidas cinco vazões vertidas, que abrangem os tempos de recorrência mais significativos.

Para a menor vazão ($Q = 16.000m^3/s$) foram ensaiadas também condições de expulsão do ressalto hidráulico a jusante do vertedouro. As figuras (5.6 e 5.7) apresentam os campos de velocidades resultantes das simulações de operação do vertedouro para essa vazão.

Uma região mais rasa na margem direita do rio confina a vazão junto à margem esquerda do rio até cerca de 800 m a jusante da barragem, onde o escoamento encontra uma região mais elevada e finalmente espalha-se para toda a largura do rio. A figura mostra o surgimento de vórtices no encontro do escoamento com regiões mais rasas (ver figura 5.8). Na região onde seria o canal de força da usina na margem esquerda do vertedouro também surge o vórtice quando não há vazão efluente pela casa de força. Foi realizada uma simulação com vazão pela casa de força para confirmar a capacidade do modelo em expulsar o vórtice da região, como apresentado na figura 5.9.

Para verificar o possível carreamento de sedimentos e verificar se existe possibilidade destes sedimentos se depositarem junto à margem direita do rio onde encontra-se uma região de proteção ambiental, foram liberadas partículas utilizadas para monitorar o trajeto do fluxo. Uma das partículas deslocou-se com o vórtice para a margem esquerda,

FIGURA 5.6 – CAMPO DE VELOCIDADES - SIMULAÇÃO 1 - $Q = 16.000m^3/s$.

como visto na figura 5.8, e a outra partícula seguiu com fluxo até o final do domínio, portanto não houve deposição da partícula junto à margem; a Figura 5.10 ilustra o trajeto da partícula.

O modelo Delft3D mostrou através de sua área gráfica e plotagem de resultados a capacidade de simular a dissipação da energia no ressalto hidráulico. Os resultados fornecidos pelo modelo em termos de nível de água e magnitude de velocidade foram confrontados com os valores calculados através das equações 5.3 e 5.4.

A Tabela 5.2 apresenta as alturas conjugadas do ressalto calculadas pela equação 5.3. E os resultados obtidos com o moedlo Delft3D estão expostos nas tabelas 5.3 e 5.4. Através dos resultados pode-se confrontar os valores teóricos das alturas conjugadas com

FIGURA 5.7 – CAMPO DE VELOCIDADES - SIMULAÇÃO 1 - APROXIMAÇÃO NA CALHA.

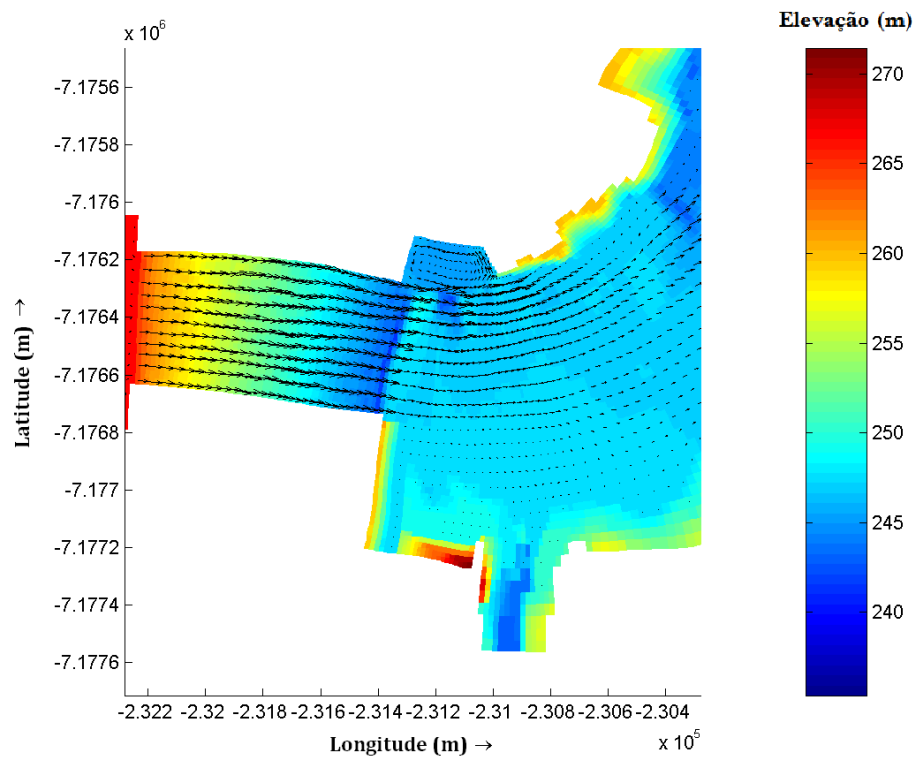


FIGURA 5.8 – FORMAÇÃO DE VÓRTICES E APROXIMAÇÃO COM TRAÇADORES.

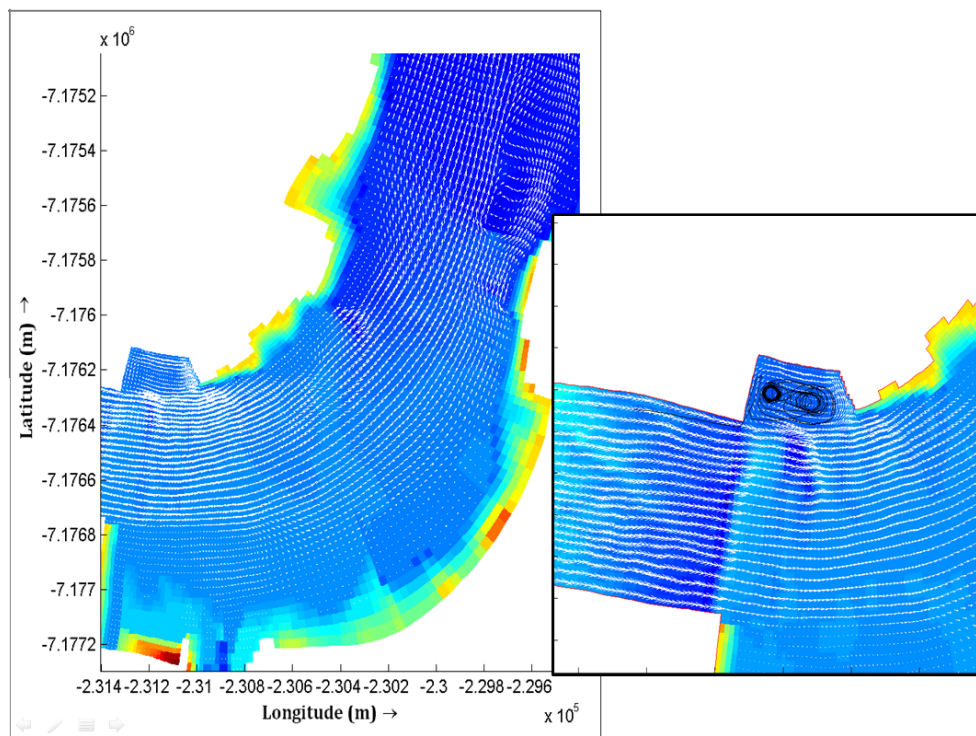
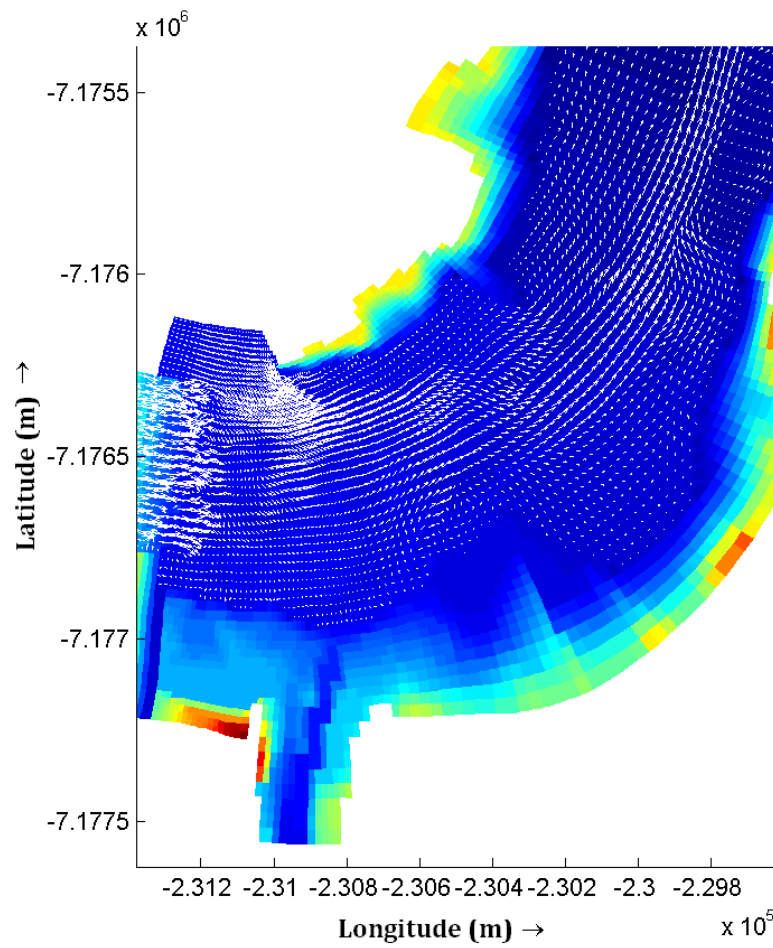


FIGURA 5.9 – EXPULSÃO DO VÓRTICE



os resultados fornecidos pelo modelo, bem como a diferença residual de nível de água ao final da calha além das energias residuais.

Pelo número de Froude calculado pela equação 5.5 pode-se perceber a capacidade do modelo em simular a mudança da natureza do escoamento passando de torrencial (supercrítico) a fluvial (subcrítico). O número de Froude referente a altura de água 1 (no final da calha) é $Fr > 1$, característica da escoamento torrencial, enquanto o número de Froude referente a altura de água 2 (logo depois do ressalto) é $Fr < 1$, característica de escoamento fluvial.

FIGURA 5.10 – PARTÍCULA DE MONITORAMENTO DE FLUXO

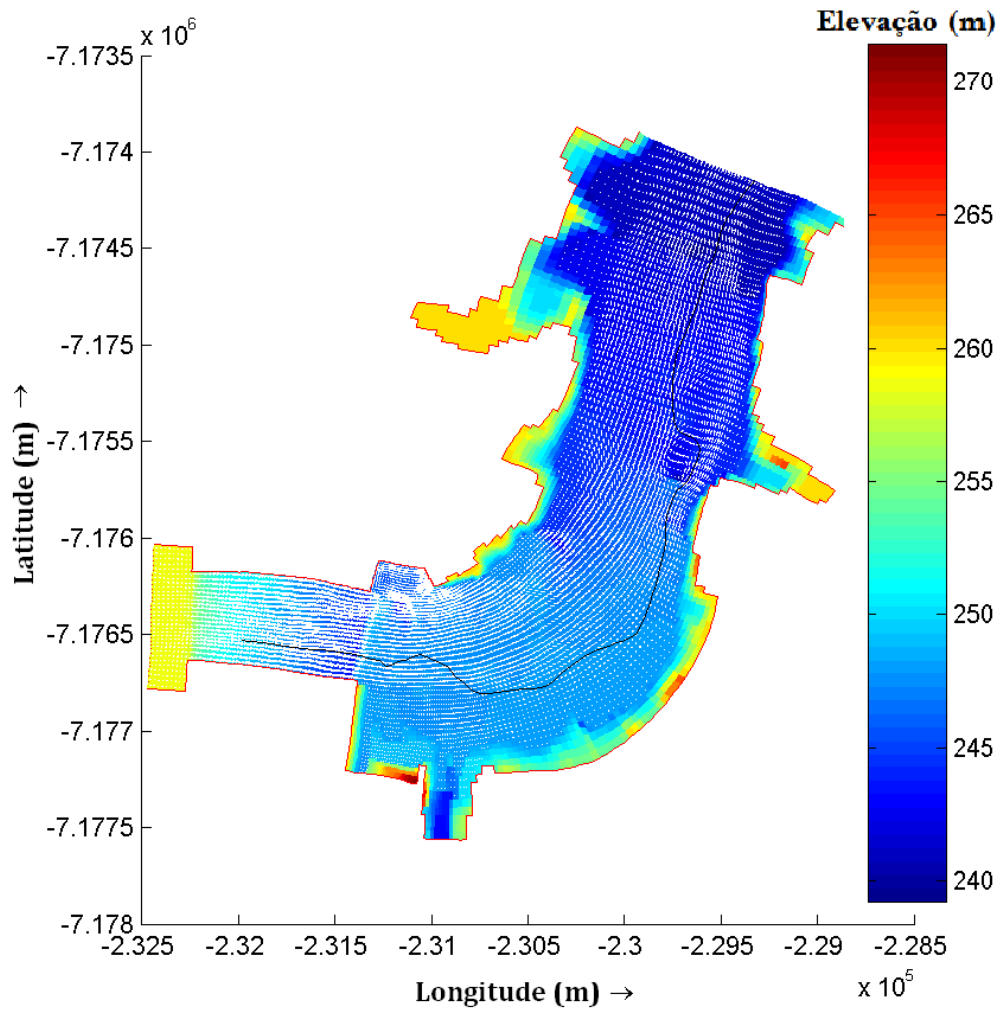


TABELA 5.2 – ALTURAS CONJUGADAS CALCULADAS

Q (m^3/s)	- Alturas Conjugadas Teóricas -						
	$h_1(m)$	$v_1(m/s)$	Fr_1	$h_2(m)$	$v_2(m/s)$	Fr_2	E_2
16.000	2,65	13,42	2,63	8,63	4,12	0,45	9,49
20.000	3,73	11,90	1,97	8,68	5,12	0,55	10,02
23.800	4,86	10,88	1,58	8,67	6,10	0,66	10,57
27.000	5,25	11,44	1,59	9,49	6,32	0,66	11,53
38.500	7,77	11,01	1,26	10,50	8,15	0,80	13,89

Utilizando-se os resultados da simulação com $Q = 27.000 m^3/s$ foi calculado, para pontos monitorados, o valor do número de Froude local:

$$Fr_{local} = \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{\sqrt{gh}} \quad (5.5)$$

TABELA 5.3 – CONFRONTO DO NÍVEL DE ÁGUA TEÓRICO E DO MODELO NO FINAL DA CALHA

Q (m^3/s)	- Teórico -			- Modelo -			Diferença de nível de água(%)
	$h_1(m)$	$v_1(m/s)$	Fr_1	$h_1(m)$	$v_1(m/s)$	Fr_1	
16.000	2,65	13,42	2,63	2,66	13,25	2,59	0,377
20.000	3,73	11,90	1,97	3,74	11,73	1,94	0,268
23.800	4,86	10,88	1,58	4,85	10,91	1,58	-0,205
27.000	5,25	11,44	1,59	5,24	11,13	1,55	-0,19
38.500	7,77	11,01	1,26	7,67	11,02	1,27	-1,287

TABELA 5.4 – CONFRONTO DA ENERGIA RESIDUAL TEÓRICA E DO MODELO NO FINAL DA CALHA

Q (m^3/s)	- Teórico -				- Modelo -				Diferença das energias (%)
	$h_2(m)$	$v_2(m/s)$	Fr_2	$E_2(m)$	$h_2(m)$	$v_2(m/s)$	Fr_2	$E_2(m)$	
16.000	8,63	4,12	0,45	9,49	8,80	3,64	0,39	9,48	-0,105
20.000	8,68	5,12	0,55	10,02	8,65	5,12	0,56	9,98	-0,399
23.800	8,67	6,10	0,66	10,57	8,71	6,06	0,66	10,5	-0,662
27.000	9,49	6,32	0,66	11,53	9,49	6,19	0,64	11,4	-1,127
38.500	10,50	8,15	0,80	13,89	10,56	8,12	0,80	13,9	0,072

onde u , v e h são valores de cada nó. Os pontos monitorados com os respectivos valores de Fr resultantes são apresentado nas Figuras 5.11 e 5.12. Percebe-se nas figuras que, o modelo consegue reproduzir o aumento dos valores de número de Froude para o escoamento natural e para o escoamento logo após a imposição do vertedouro.

Como na margem direita logo a jusante da usina está o Parque Nacional do Iguaçu, região de APA ², existe interesse em saber se com a imposição do vertedouro essa região não seria afetada por altas velocidades que podem vir a causar erosão. A simulação mostrou que para uma vazão com $Tr = 100$ anos não há na região escoamentos com alta velocidade.

Na curva de descarga a jusante da barragem obtida ao final das simulações comparada a curva de descarga para níveis de água naturais, apresentado na figura 5.13, nota-se que para vazões que entre 12.000 e 30.000 m^3/s as alturas conjugadas calculadas pelo Delft3D estão próximas dos valores medidos.

²APA - Área de Proteção Ambiental

FIGURA 5.11 – NÚMERO DE FROUDE LOCAL ANTES DA CALHA NA SIMULAÇÃO COM $Q = 27000m^3/s$

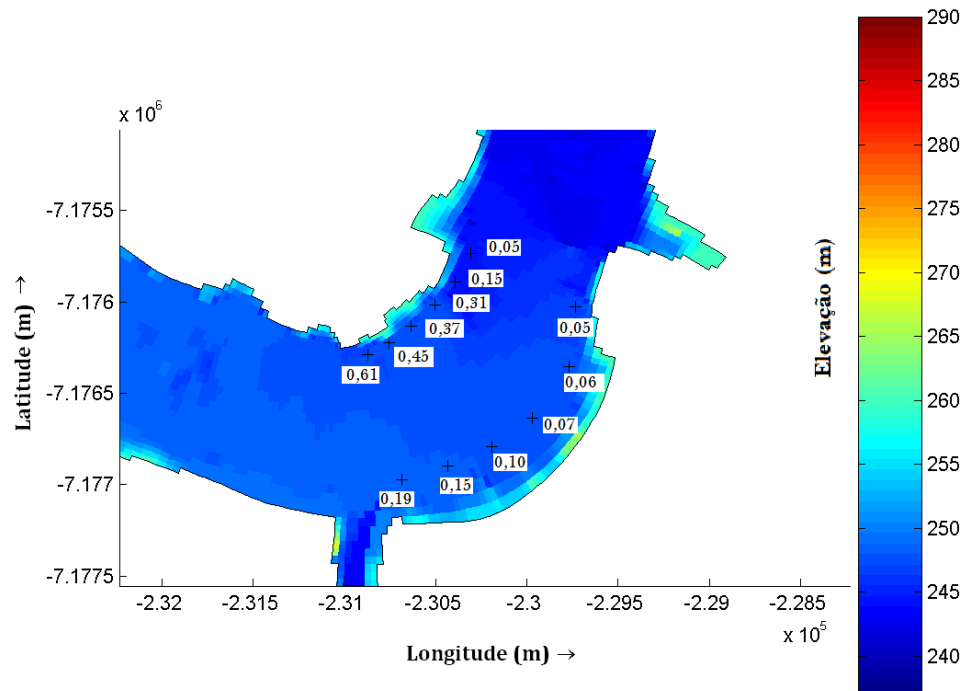


FIGURA 5.12 – NÚMERO DE FROUDE LOCAL DEPOIS DA CALHA NA SIMULAÇÃO COM $Q = 27000m^3/s$

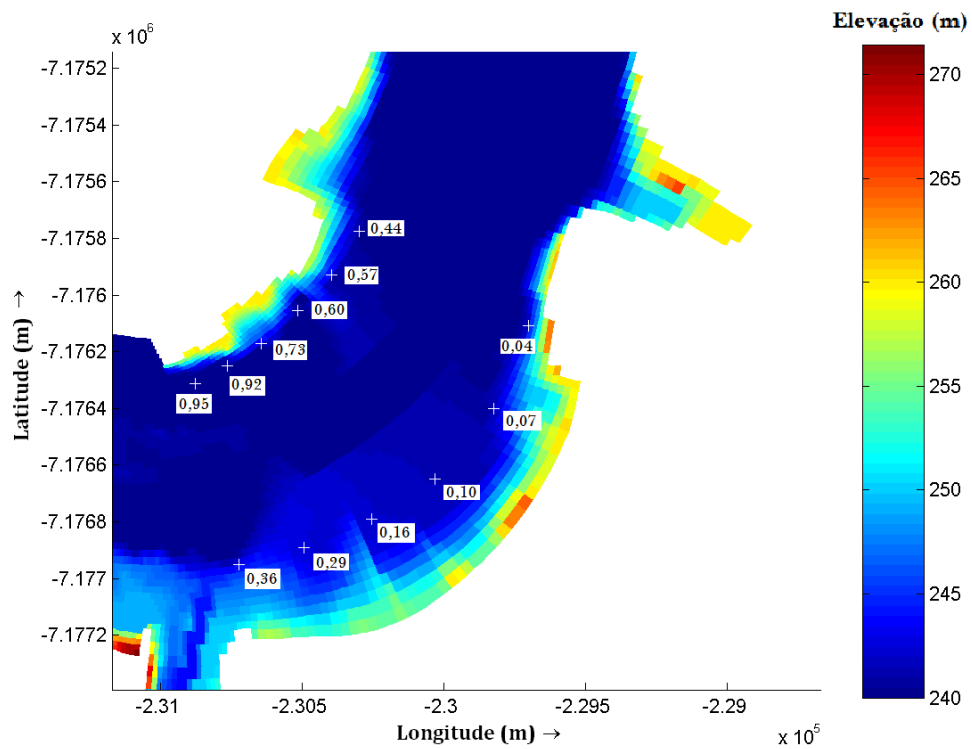
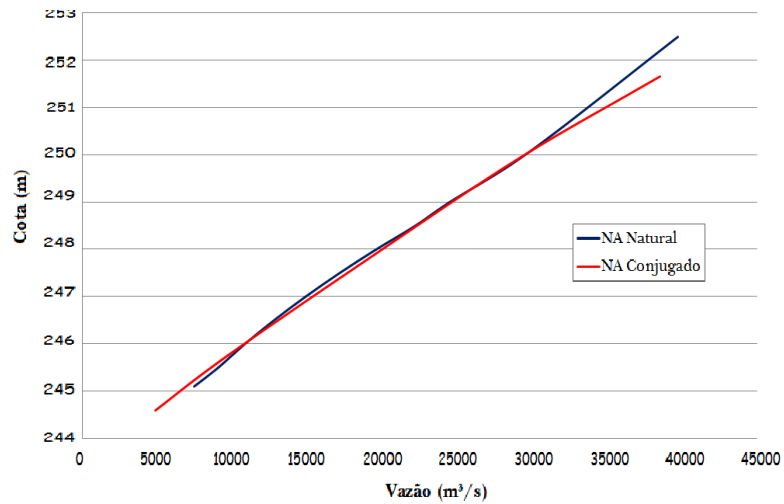
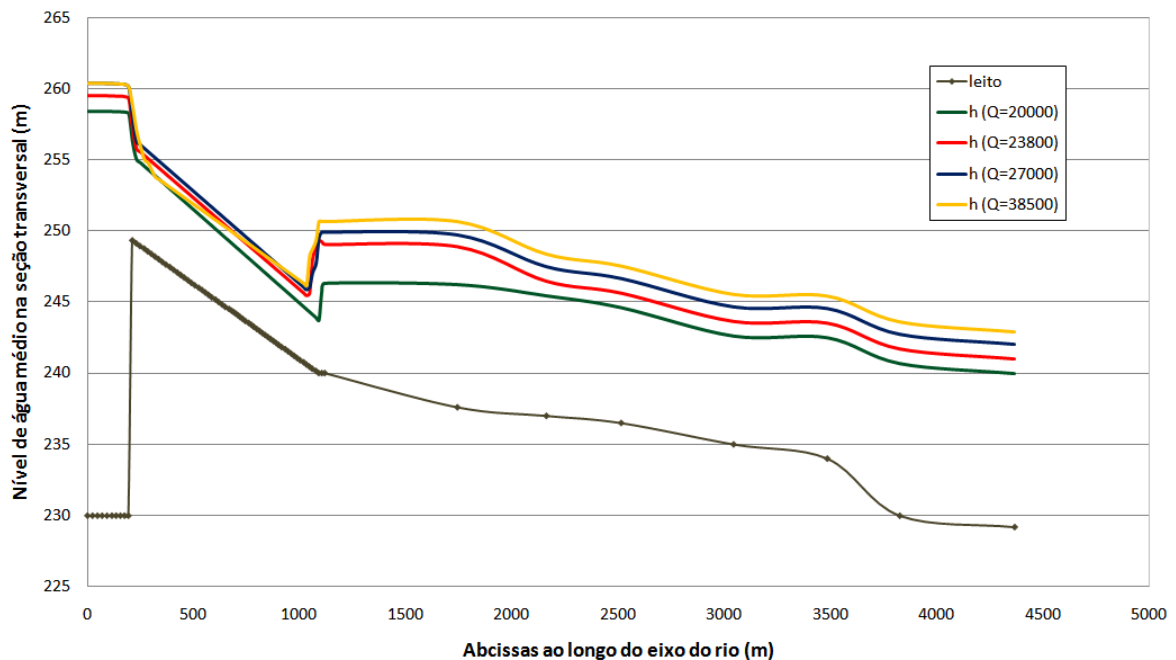


FIGURA 5.13 – CONFRONTO DA CURVA DE DESCARGA NATURAL E CONJUGADA



Os pontos monitorados ao longo do rio para a condição de nível de água médio na seção transversal, nos confere como resultado o perfil longitudinal exposto na figura 5.14, nesta figura estão expostas as simulação para $TR = 25, 50, 100$ e 1.000 anos.

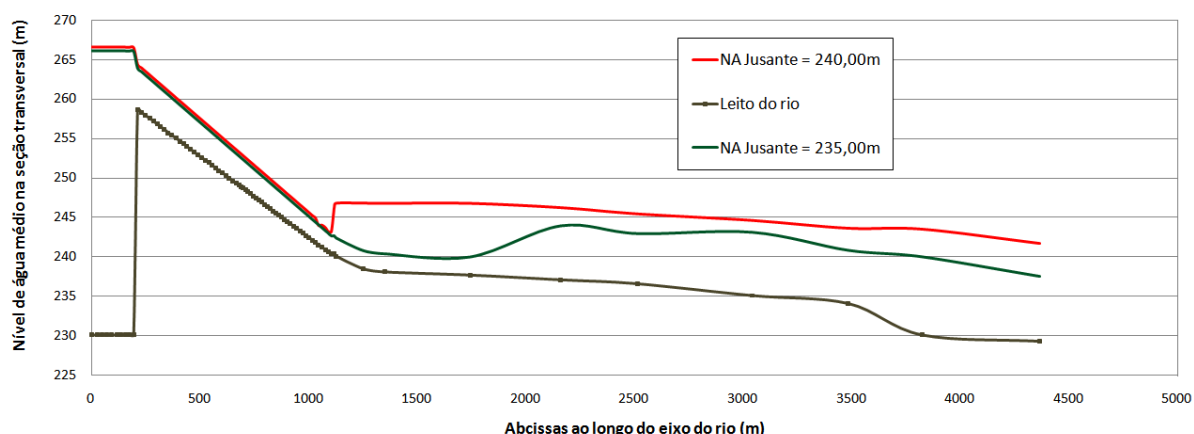
FIGURA 5.14 – NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO



Para verificar a capacidade do modelo em simular a expulsão do ressalto hidráulico abaixando o nível de jusante foi realizada uma simulação com a vazão de $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$

(TR=10 anos). O nível de jusante foi abaixado até a cota 235,00 metros, apresentado na figura 5.15. Abaixando o nível de água de jusante o modelo conseguiu simular a mudança no escoamento, o ressalto começou a se formar a aproximadamente 1.000 m de distância quando comparado a simulação cujo nível de água de jusante encontra-se na cota 240,00 m (cota natural do rio).

FIGURA 5.15 – NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - $Q = 16.000m^3/s$

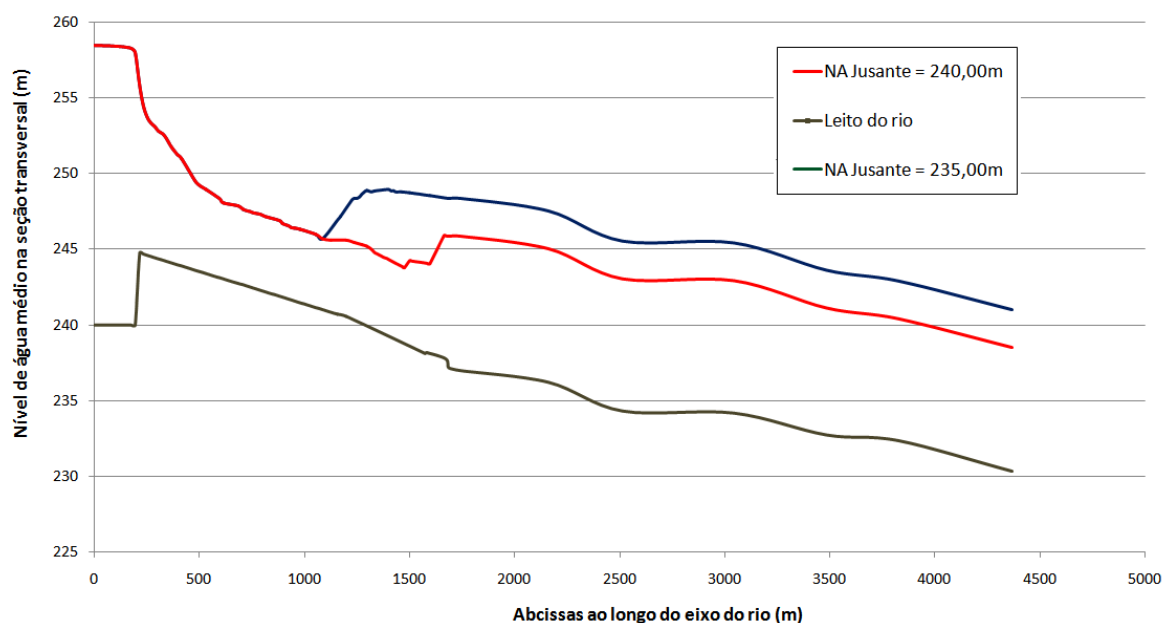


O vertedouro da UHE Baixo Iguaçu, segundo inventário, é do tipo de superfície e foi posicionado no leito do rio. A estrutura dimensionada para a vazão máxima provável de $38.500m^3/s$ e nível de água normal na elevação 259,00 m.

O modelo foi testado para condição de projeto de UHE Baixo Iguaçu, onde para uma vazão $38.500m^3/s$ a inclinação da calha é de $i_0 = 0,0045$, $n = 0,012$ e $h_0 = 4,96m$. Para esse caso também foi verificada a capacidade de expulsão do ressalto (ver Figura 5.16). Esse ultimo teste é uma confirmação de que o modelo é capaz de simular o caso de UHE Baixo Iguaçu onde a energia liberada pelo vertedouro é mais alta que nos casos 1 a 6 (Tabela 5.1).

Na Figura 5.16 pode-se verificar pequenas oscilações na calha, o que não aparece na outra simulação. Isto deve-se a pequena inclinação do calha ou mesmo por este não ser perfeitamente reto (por seguir a grade curvilineamente) não atingindo perfeitamente o escoamento uniforme.

FIGURA 5.16 – NÍVEIS DE ÁGUA MÉDIOS NAS SEÇÕES AO LONGO DO MODELO - PARA UHE BAIXO IGUAÇU



Esta modelagem está indicando que na obra projetada vai se estabelecer um ressalto hidráulico junto ao vertedouro. Para que haja expulsão do ressalto e consequente liberação de um escoamento torrencial há necessidade que o nível de jusante seja bem inferior ao indicado pela curva chave do rio. Essa é uma conclusão importante para a obra em questão.

O levantamento de velocidades junto à margem oposta também indica que, em condições naturais, há relativa segurança à erosão já que não são observadas variações de velocidades significativas.

5.4 DIFICULDADES ENCONTRADAS E SOLUÇÕES ADOTADAS

Durante as simulações várias dificuldades foram encontradas e as soluções adotadas foram tão importantes para a realização deste trabalho quanto os resultados finais.

É sabido, e fundamental para a modelagem matemática que o leito do rio esteja bem representado e que a calibragem do modelo computacional esteja atendendo as condições do escoamento na natureza. Para isso, investiu-se bastante tempo para adequar o modelo matemático para depois introduzir o escoamento comandado pelo vertedouro.

Para impor um escoamento supercrítico pelo vertedouro, utilizou-se de um artifício, substituindo o vertedouro por um canal longo que conduz a um escoamento uniforme supercrítico ou as mesmas características de escoamento pelo vertedouro.

Ocorreram problemas de estabilidade numérica durante as simulações com o modelo computacional. Devida à existência da calha longa, tanto a inclinação quanto a rugosidade da calha tiveram que ser ajustadas para que o modelo convergisse para uma solução.

Fixada a rugosidade ($n = 0,02$) e a inclinação da calha ($0,02m/m$), e usando os demais parâmetros obtidos durante a sensibilidade esperava-se que o Delft fosse capaz de convergir, porém isso só acontecia para vazões inferiores a $20.000m^3/s$. Para vazões acima deste valor foi necessário diminuir a inclinação da calha ($0,01m/m$).

As vazões acima de $23.000m^3/s$ a inclinação de $0,01m/m$ não era mais o suficiente para o modelo poder calcular, então foi feito um ajuste da rugosidade ($n = 0,026$) e a medida em que as vazões aumentavam, até a vazão com tempo de recorrência milenar, este ajuste da rugosidade foi necessário para que o modelo pudesse convergir.

Outra solução importante foi adotada na simulação que contemplou o vertedouro de projeto da UHE Baixo Iguaçu. Para o caso de Baixo Iguaçu havia uma pequena inclinação da calha $0,0045$, pequena rugosidade $n = 0,012$ e carga alta sobre a ogiva do vertedouro. Nesta situação o desafio foi conseguir utilizar o Delft sem alterar as características de projeto do vertedouro. Para tanto a solução encontrada foi “afogar” o domínio; elevar o nível de água inicial até todo o modelo estar submerso. Concluiu-se com isso que o modelo é capaz de simular qualquer inclinação desde que os elementos estejam inicialmente molhados.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 CONCLUSÕES

Este trabalho apresenta um estudo do escoamento a jusante de uma obra hidráulica, através do programa Delft3D, desenvolvido pelo *WL|Delft Hydraulics* (Holanda) para simulações de escoamentos 2DH. O estudo teve o intuito de verificar a viabilidade do uso da modelação matemática em substituição à modelagem física (modelo reduzido). Devido à disponibilidade de dados, foi escolhido um trecho do Rio Iguaçu, no estado do Paraná, onde será implantada a Usina Baixo Iguaçu. Estudou-se o escoamento liberado por um vertedouro de baixa queda para a modelagem numérica e análise.

A utilização de modelos físicos reduzidos para estudos de escoamentos em obras hidráulicas é uma prática consagrada, entretanto, há restrições quanto ao custo e ao tempo necessário para a modelação. Esta dissertação procurou obter conclusões a respeito da capacidade do modelo computacional, considerado mais econômico e rápido, em fornecer resultados confiáveis em simulações dessa natureza. Procurou-se descrever também as limitações referentes à modelagem hidrodinâmica do corpo de água.

Evidentemente, é fundamental que o leito esteja bem representado e que a calibragem do modelo computacional esteja atendendo às condições do escoamento na natureza. Para isso, no presente trabalho investiu-se bastante tempo para adequar o modelo matemático para depois introduzir o escoamento liberado pelo vertedouro.

Uma das principais dificuldades foi a imposição do escoamento supercrítico liberado pelo vertedouro. Para tanto, utilizou-se de um artifício, substituindo o vertedouro por um canal longo que conduz a um escoamento uniforme supercrítico com as mesmas características de escoamento pelo vertedouro.

A simulação efetuada conduziu a resultados satisfatórios e indicou que o procedimento adotado é promissor para a análise do comportamento do escoamento a jusante de

vertedouro de baixa queda. Outros detalhes das considerações obtidas são apresentados a seguir.

6.1.1 Quanto ao Processo de Modelagem Computacional

- Ocorreram problemas de estabilidade numérica durante as simulações com o modelo computacional. Na calha artificial, tanto a inclinação quanto a rugosidade da calha tiveram que ser ajustadas para que o modelo fosse capaz de convergir.
- O próprio modelo efetua interpolações na batimetria. Mas a maneira como é especificada a interpolação depende do operador.
- Verificou-se que o processo de interpolação exige cuidados e experiência, uma vez que a precisão da interpolação é determinante nas áreas de altas velocidades com formação de vórtices e/ou controles.
- É conhecido que há vantagens do método das diferenças finitas que utiliza malhas estruturadas, pois estas tendem a apresentar menos erros de estabilidade e por serem de fácil elaboração. Este trabalho confirma a vantagem embutida no modelo Delft.
- Mesmo munido de dados de qualidade, o modelo computacional ainda é uma ferramenta que demanda tempo, já que para se obter uma boa precisão dos resultados devem-se seguir etapas como verificação da malha (resolução, ortogonalidade e suavidade), da sensibilidade (rugosidade, viscosidade turbulenta, passo de tempo, vento, aportes de tributários). A calibragem e validação são operações demoradas que acabam por elevar os custos do trabalho. A presente pesquisa requereu muito mais trabalho do que o previsto inicialmente.
- Embora apresente todos os problemas acima, o modelo pode tornar-se bastante rápido com o amadurecimento do engenheiro. A análise de projetos através de um modelo numérico pode ser uma alternativa promissora, principalmente em casos em

que os modelos físicos são economicamente inviáveis. O modelo computacional pode fornecer resultados (velocidades e níveis) de todo o campo do escoamento.

6.1.2 Quanto à Validação dos Resultados

- No trecho do rio estudado, todos os fatores cuja sensibilidade foi analisada demonstraram ter influência expressiva sobre os resultados: o coeficiente de rugosidade do leito, o parâmetro de turbulência (Reynolds da malha) e a condição de contorno na entrada do modelo. Como esperado, o coeficiente de rugosidade n de Manning foi o parâmetro que mostrou maior influência sobre os níveis de água. O coeficiente de rugosidade resultante para a maior parte do domínio foi $n=0,025$. Esse valor é bastante razoável para o escoamento fluvial em questão, demonstrando que o modelo computacional não requer coeficientes artificiais ou irreais para a simulação adequada do escoamento.
- A influência da viscosidade turbulenta foi clara. A turbulência foi modelada através dos coeficientes de viscosidade turbulenta. Durante a validação, para simular corretamente o escoamento em questão, utilizou-se o modelo $\kappa - \varepsilon$, mesmo envolvendo um esforço matemático e computacional maior.
- O modelo computacional, depois de calibrado, foi capaz de simular qualitativa e quantitativamente bem os resultados obtidos nos seis ensaios realizados. Os valores dos níveis de água foram concordantes com o esperado.
- Os coeficientes escolhidos na calibragem do modelo computacional têm caráter geral, ou seja, foram os mesmos em todas as simulações. Isso demonstra que o modelo Delft3D calibrado pode, a princípio, ser utilizado para simulações fora da faixa de condições hidráulicas usadas na calibragem, isto é, o modelo serve para analisar casos com vazões altas, além das registradas em campo.

- As simulações apresentaram regiões com escoamento supercrítico e subcrítico, afirmando a capacidade do modelo de trabalhar em diferentes condições de escoamento. Foram obtidos resultados potencialmente representativos com formação de correntes de retorno e vórtices.
- Infelizmente, não se dispunham de dados de velocidades de campo. O trabalho poderia ter sido melhor aproveitado se houvessem medidas de velocidades para comparação. Seria possível comparar as principais correntes de retorno, identificar os canais de altas velocidades e as regiões de separação.
- Foi possível obter uma caracterização quantitativa das condições de escoamento nesta análise, ou seja, é importante lembrar que para estas condições o modelo mostrou-se capaz de simular a mudança no escoamento, passando do regime supercrítico ao regime subcrítico, e a dissipação da energia através de ressalto hidráulico. Assim, os resultados obtidos no presente modelo podem ser realmente úteis em projetos de obras hidráulicas.

6.2 RECOMENDAÇÕES

Este trabalho teve por objetivo contribuir para a compreensão da modelagem hidrodinâmica computacional em escoamento a jusante de uma estrutura hidráulica, servindo como um ponto de partida para outros trabalhos dessa natureza.

Vale ressaltar, que a utilização simultânea de um modelo físico, para estudos hidrodinâmicos é um recurso poderoso para se obter confiança nas ferramentas computacionais existentes. Mas a simulação matemática mostra que o uso do modelo Delft3D é promissor, identificando o comportamento do ressalto hidráulico a jusante de um vertedouro de baixa queda.

Como se sabe que o confronto entre resultados do modelo matemático com os do protótipo é bastante difícil e oneroso, recomenda-se aplicar a modelação matemática em um campo já estudado no modelo físico para confronto.

A disponibilidade de programas de domínio público para simulações hidrodinâmicas é um facilitador para fins de pesquisa nesta área. Um trabalho interessante pode ser feito utilizando-se os dados deste trabalho para comparação com outro modelo, como o Sis-BAHIA ou RIVER2D (com capacidade para escoamento supercrítico).

Um estudo de comparação entre medições no protótipo e no modelo computacional, em condições de escoamento semelhantes seria, sem dúvida, uma contribuição enriquecedora e uma questão deixada em aberto neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANA - AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. **Hidroweb** Acesso em: Setembro/2008. Disponível em: <<http://www.ana.gov.br/bibliotecavirtual/>> .

ANDRADE, R. C.; ROSMAN, P. C. **Padrões de circulação hidrodinâmica na Lagoa da Conceição Florianópolis-SC**. Trabalho apresentado no XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa, Aracaju - SE, 2001.

ANEEL - AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Revisão do Inventário do Baixo Iguaçu Geral Relatório Final**. Fevereiro, 2003. Disponível em: <<http://www3.aneel.gov.br/biblioteca.htmr=3f=G>> Acesso em: Julho/2008.

ANEEL. **Estudo de Viabilidade de UHE Baixo Iguaçu**. Elaborado por EN-GEVIX/DESENVIX. Curitiba: COPEL, 2004.

BRADSHAW, P.; CEBECI, T.; WHITELAW, J. H. **Engineering calculation methods for turbulent flow**. London: Academic Press, 1981. p. 1-5.

CHOW, V.T. **Open-channel hydraulics**. New York: McGraw-Hill, 1959. 661p.

COPEL - Companhia Paranaense de Energia. **Estudo de Impacto Ambiental da Usina Hidrelétrica de Salto Caxias, rio Iguaçu - Paraná**. Elaborado pelo consórcio Intertechne-Leme-Engevix-Esteio. Curitiba: COPEL, 1993.

DAILY, J. W.; HARLEMAN, D. R. F. **Fluid dynamics**. Reading: Addison-Wesley, 1966.

DEE, D. P. A pragmatic Approach to Model Validation. American Geophysical Union, Quantitative Skill Assessment for Coastal Ocean Models, **Coastal and Estuarine Studies**. Vol. 47, 1-13. Washington, 1995.

EIGER, S. Modelos de escoamento turbulentos. SILVA, R.C.V. **Métodos numéricos em recursos hídricos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1989. v.1 p 85-124.

FLETCHER, C. A. **Computational Techniques for fluid flows**. Vol. 1 e 2. Ed.2 Heidelberg, Springer-Verlag.

FORTUNA, A. de O. **Técnicas computacionais para dinâmica dos fluidos**. São Paulo: Editora da Universidade de São Paulo, 2000.

FRIEDRICH, M. F. **Aplicação da modelagem física e computacional a um escoamento fluvial**. Curitiba, 2004. 201f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

GARCÍA, G. E. **Implementação de modelo numérico para avaliação do transporte de sedimentos no reservatório de Itaipu-PR** Curitiba, 2007. 141f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

GERRITSEN, H., VRIES, J. W. de, PHILIPPART, M. E. The Dutch Continental Shelf Model. Quantitative Skill Assessment for Coastal Ocean Models, **Coastal and Estuarine Studies**,. Vol.48. 1995

HARTSUIKER, G. **Deutsche Bucht and Dithmarschen Bucht, Set-up and calibration of tidal flow models**. Delft, 1997. DELFT HYDRAULICS, Report H1821.

HENDERSON, F. M. **Open Channel Flow**, London: MacMillan, 522 pg, 1966.

HERRLING, G. **Development of a numerical model for the Paranaguá Bay in Brazil**. Kiel-Germany, 2003. 126f. M.Sc. Thesis - Coastal Research Laboratory, Institute of Geosciences, Christian Albrechts University.

IAPAR - Instituto Agronômico do Paraná. **Mapas climáticos**. Disponível em: <<http://www.iapar.br/modules/conteudo/conteudo.php?Conteudo=322>>. Acesso em: Setembro/2008.

KUNDU, P. K. **Fluid Mechanics**. Londres: Academic Press, 1990, 638 p.

LAUNDER, B. E.; SPALDING, D. B. **Mathematical models of turbulence**. London: Academic Press, 1972.

LEENDERTSE, J. J. **Aspects of a computational model for long-period water wave propagation**. Santa Monica, 1967. The Rand Corporation, memorandum RM-5294-PR.

LUIJENDIJK, A. P. **Validation, calibration and evaluation of a Delft3D-FLOW model with ferry measurements**. TU Delft. Setembro, 2001.

OWENS, E. H., TAYLOR, E., MARTY, R., LITTLE, D.I. **An inland oil spill response manual to minimize adverse environmental impacts, proceedings, oil spill conference** Sponsored by U.S. Coast Guard, EPA, and API, Tampa, FL. Março, 1993.

PHILLIPS, N. A. A coordinate system having some special advantages for numerical forecasting. **Journal Meteorology**, v.14, p. 184-185, 1957.

POVH, P. H.; OTA, J. J. 2004. **HL-139 - Estudos Hidráulicos de Estruturas de Usinas Hidrelétricas da Copel – relatório nº 02: Estudo do Remanso do Rio Iguaçu na Região da UHE Baixo Iguaçu**. Curitiba: CEHPAR, Relatório Técnico.

RIBAS, T. M. **Implementação do modelo numérico para estudo hidrodinâmico das baías de Antonina e Paranaguá**. Curitiba - PR, 2004. 136f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

RODI, W. **Turbulence models and their application in Hydraulics**. Netherlands, 1984. State-of-the-art paper article sur l'état de connaissance. Paper presented by the IAHR-Section on Fundamentals of Division II: Experimental and Mathematical Fluid Dynamics.

ROSMAN, P. C. C. Modelos de circulação em corpos de água rasos. SILVA, R.C.V. **Métodos numéricos em recursos hídricos**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1989. v.1 p 156-221.

ROSMAN, P. C. C. **Metodos numéricos em recursos hídricos**. Rio de Janeiro: v. 5, 19ed. ABRH. 2001.

SARGENT, R. G. **Validation and verification of simulation models**. Proceedings of the 1999 Winter Simulation Conference., pp. 39-48. New York, 1999.

SCHLICHTING, H. **Boundary-layer theory**. New York: McGraw Hill, 1968.

SCHREIBER, G. P. **Usinas hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Ed. Edgard Blücher, 1977.

SHAW, T. M. **Analysis of the multigrid method**. Tese de doutorado, Universidade de Oxford. Oxford.

SOTO, Y. J. M. **A modelagem hidrodinâmica como apoio a tomada de decisão em caso de derrame de óleo na parte interna do complexo estuarino Antonina-Paranaguá-PR**. Curitiba, 2004. 187f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

STELLING, G. S. **On the construction of computational methods for shallow water flow problems**. The Netherlands, 1984. Ph. D. Thesis, Delft University of Technology. Rijkswaterstaat Communication 35.

STELLING, G. S., VAN-KESTER, J. A. T. M. On the approximation of horizontal gradients in sigma co-ordinates for bathymetry with steep bottom slopes. **International Journal of Numerical Methods in Fluids** V.10, P. 915-937, 1994.

SUDERHSA - SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DE RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO AMBIENTAL **Mapas de dados espaciais** Disponível em: <<http://www.suderhsa.pr.gov.br/modules/conteudo.php?conteudo=78>> Acesso em: Agosto/2008.

TOBÓN, C. A. P. **Metodologia para la validación de modelos hidrodinámicos utilizando amplia información de campo: aplicación a la bahía Meldorf en la costa del mar norte Alemán**. Santa Fé de Bogotá, 2002. 181 f. Tese de doutorado (Pós-Doutorado em Aproveitamento de Recursos Hidráulicos)- Universidad Nacional de Colombia Facultad de Minas Escuela de Geociencias y Medio Ambiente.

TUCCI, C. E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre, 1998. UFRGS/ABRH.

UITTENBOGAARD, R. E., KESTER, J. A., VAN, Th.M and STELLING, G. S. **Implementation of three turbulence models in 3D-TRISULA for rectangular grids.** Holanda, 1992. Report Z81, Delft Hydraulics.

WILCOX, D. C. **Turbulence modelling for CFD.** Ed. 2 La Cañada, DCW Industrie. 1998.

WL DELFT HYDRAULICS, **Delft3D-Flow user manual**, versão 3.2, 2002a.

WL DELFT HYDRAULICS, **Delft3D-Quickin user manual**, versão 3.17, 2002b.

WROBEL, L. C. Introdução aos métodos numéricos. SILVA, R. C. V. **Métodos numéricos em recursos hídricos.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1989. v.1 p 1-25.

APÊNDICE - SÉRIE DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS

SÉRIE DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS

Ano	Porto Amazonas	São Mateus do Sul	União da Vitória	Estreito do Iguaçu	Salto Cataratas	Ano	Porto Amazonas	São Mateus do Sul	União da Vitória	Estreito do Iguaçu	Salto Cataratas
1930		192	1226			1967	140	214	1247		3796
1931		311	1480			1968	250	335	753	4513	4540
1932		499	1887			1969	360	453	1325	5578	7975
1933		125	852			1970	543	613	1601	5889	5770
1934		236	835			1971	640	926	2487	7670	11010
1935	637	900	3354			1972	425	535	1887	10979	14500
1936	277	351	1279			1973	279	411	1816	6672	7330
1937	344	450	1420			1974	160	182	1052	4644	5185
1938	371	461	2447			1975	574	571	1772	8339	12040
1939	233	304	1772			1976	275	375	1442	5926	8950
1940	165	208	557			1977	196	306	1079	3532	3402
1941	245	291	1306			1978	140	173	830	4573	4795
1942	379	440	1234		4730	1979	197	352	1606	9686	12823
1943	116	194	925		4000	1980	348	388	1782	6608	6350
1944	317	343	979		2374	1981	206	399	1805	6660	8950
1945	306	450	1252		4600	1982	391	643	2161	13741	17796
1946	509	728	2395		9930	1983	1167	668	4980	17966	32014
1947	348	487	1832		9250	1984	211	308	1850	9344	11935
1948	387	461	1469		9150	1985	129	145	734	2394	2230
1949	141	185	815		3050	1986	233	474	1206	3574	3402
1950	426	416	1662		8750	1987	535	927	2079	11390	16900
1951	265	301	1229		5575	1988	277	373	1678	10238	10090
1952	175	222	1129		5445	1989	388	582	1802	13527	14280
1953	201	230	1590		9150	1990	396	650	2108	12544	13950
1954	535	1106	2470		8165	1991	149	251	1105	3999	3094
1955	464	762	2044		12480	1992	765	1263	3809	26784	26766
1956	128	199	1274		7330	1993	514	907	2643	13675	15460
1957	575	1061	2746		15700	1994	142	227	1300	8225	10090
1958	164	198	1066		6050	1995	845	1147	2343	11226	13055
1959	125	138	820		4480	1996	358	492	1488	11395	13850
1960	280	216	1124		4665	1997	348	470	2283	12825	14620
1961	276	450	1837		5640	1998	574	819	2614	13749	16270
1962	217	325	1029		5705	1999	293		1821	10326	9774
1963	233	291	1079		8850	2000	402		2252	9985	8581
1964	352	339	938		5770	2001	418		1958	13658	11851
1965	395	418	1502		8450	2002	269		1175	6137	6101
1966	313	394	1420		5640	2003	259		2243	9613	10501

VAZÕES EXTREMAS DOS POSTOS FLUVIOMÉTRICOS (m^3/s)

TR do Ajuste	Porto Amazonas	São Mateus do Sul	União da Vitória	Estreito do Iguaçu	Salto Cataratas
	Exponencial de 2 Parâmetros	Gumbel	Exponencial de 2 Parâmetros	Gumbel	Exponencial de 2 Parâmetros
2	287	413	1.419	8.576	7.55
2,33	315	457	1.532	9.377	8.398
5	460	647	2.096	12.859	12.637
10	591	802	2.608	15.695	16.486
15	668	889	2.907	17.295	18.738
20	722	950	3.12	18.416	20.335
25	764	998	3.285	19.279	21.574
50	895	1.143	3.797	21.937	25.423
100	1.027	1.287	4.309	24.575	29.272
500	1.331	1.619	5.498	30.673	38.208
1	1.462	1.762	6.01	33.294	42.057
10	1.898	2.237	7.71	41.998	54.843